

ESTUDO DOS EFEITOS DO FASEAMENTO CONSTRUTIVO EM EDIFÍCIOS ALTOS COM DIFERENTES SOLUÇÕES ESTRUTURAIS

JOÃO PEDRO LEMOS ARAÚJO GAMA REIS

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Nelson Vila Pouca

Coorientador: Engenheiro Nuno Daniel Mota Pinheiro

JUNHO DE 2014

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2013/2014

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2013/2014 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2014.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Ao meu Avô Araújo

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Doutor Nelson Vila Pouca, por todo o conhecimento transmitido ao longo deste trabalho, pelas longas discussões que enalteciram a minha visão crítica sobre o projeto e pela exigência e vontade de querer sempre um melhor resultado.

Ao Engenheiro Nuno Pinheiro, pelo apoio demonstrado ao longo deste processo, pelos ensinamentos práticos sobre a mentalidade de um engenheiro estrutural e por toda a "imaginação" necessária para conseguir responder às minhas constantes perguntas.

À empresa FASE Estudos e Projectos S.A, por todos os meios disponibilizados para o desenvolvimento deste trabalho.

A toda a equipa da FASE Estudos e Projectos S.A, por todo o apoio demonstrado e pelo bom ambiente de trabalho proporcionado na empresa, em especial aos Engenheiros Adelino Alves, Bruno Pereira, César Santos e à Engenheira Maria João Pinho que sempre me esclareceram e ajudaram quando precisei.

A todos os professores da FEUP que me transmitiram conhecimentos indispensáveis e me formaram não só como futuro engenheiro mas também como pessoa, em particular João Paulo Miranda Guedes e Elsa Carvalho.

Aos meus amigos da FEUP, que me acompanharam ao longo destes cinco anos tornando-os inesquecíveis. Obrigado aos que me ajudaram a desenvolver este trabalho, destacando Francisco Pimenta, Rui Marrana e José Alexandre Adrêgo.

Ao Miguel Maia e à Mariana Brandão, amigos constantes que sempre souberam quando me criticar ou apoiar, tornando-se assim imprescindíveis na minha vida.

E finalmente, à minha família, em especial aos meus Pais, a quem devo tudo.

RESUMO

Os edifícios altos são cada vez mais correntes na atualidade, não só como demonstração de poder mas também porque surgem como resposta à falta de espaços que se verifica nas grandes cidades, sendo uma das formas de satisfazer os requisitos de ocupação.

Como a partir de certo número de pisos é o efeito das ações horizontais o condicionante para o dimensionamento deste tipo de edifícios, é necessário adotar sistemas de contraventamento específicos, o que aumenta a complexidade de análise da estrutura.

É neste seguimento que se procura estudar no presente trabalho determinados aspetos particulares referentes a este tipo de edifícios, nomeadamente o efeito do faseamento construtivo e os efeitos de 2ª ordem em edifícios com um sistema de núcleo de rigidez com estrutura porticada associada, com altura compreendida entre os 15 e os 40 pisos.

O faseamento construtivo é um fenómeno pouco estudado e muitas vezes não tido em conta pelos projetistas aquando da análise para o dimensionamento das estruturas, sendo que tem maior efeito nos deslocamentos verificados nos elementos verticais quanto maior o número de pisos. Consequentemente, há diferença nos deslocamentos relativos, que influenciará a análise dos esforços dos elementos de piso do edifício.

Um dos objetivos principais do presente trabalho é apresentar uma proposta simplificada de afetação axial da rigidez dos pilares, capaz de simular a construção faseada. Neste sentido foi estudado este efeito primeiro num elemento isolado, de seguida em três estruturas genéricas diferentes, sendo por fim comprovada em dois casos de estudo de projeto adjudicados à empresa FASE Estudos e Projectos, S.A.

Este trabalho aborda ainda a contribuição de um núcleo excêntrico na estrutura, tanto ao nível da influência do faseamento construtivo nos esforços no núcleo, como também o efeito de rotação e os efeitos de 2ª ordem devido às cargas verticais.

PALAVRAS-CHAVE: Edifício Altos, Faseamento Construtivo, Efeitos 2ª Ordem, Núcleo Excêntrico

ABSTRACT

Nowadays, tall buildings are a more usual option not only as a demonstration of power but also due to the lack of space available to build in big cities, presenting itself as an option to satisfy the current demand of occupation. As, from a determined number of floors, the effect of lateral actions becomes the determinant factor for the design of the whole building, it is necessary to adopt specific structural forms, which increases the complexity of analysis of the structure.

It is based on these facts that the present dissertation intends to study particular aspects referent to these type of building, particularly the effect of staged construction and the 2nd order effects on wall framed structures with heights between 15 and 40 stories.

Staged construction is an ill-studied theme and very often is not taken into account by structural engineers while analyzing the structures, being its main consequence the difference in the vertical displacements of the different structural elements, which increases with the number of stories of building. Consequently, there will be a differential displacement between the vertical members that will influence the analysis of stresses of the horizontal elements of the structure.

One of the main goals of this assignment is to present a simplified proposal, based on the modification of the axial stiffness of the vertical elements of the building that is capable to simulate the effect of staged construction. This proposal was first analyzed in a isolated element, then on three generic structures and, finally, on two real projects being studied in FASE Estudos e Projectos, S.A.

In this dissertation, the effect of a non-central core on the structure is also studied, not only when it comes to staged construction but also torsional effects and 2nd order effects due to vertical loading.

KEYWORDS: Tall buildings, staged construction, P- Δ Effects, Non-Central Core.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1 INTRODUÇÃO	7
1.1 ASPETOS GERAIS	7
1.2 OBJETIVOS	8
1.3 ORGANIZAÇÃO DA TESE.....	8
2 ENQUADRAMENTO	11
2.1. INTRODUÇÃO	11
2.2.1 SISTEMA PORTICADO	14
2.2.2 SISTEMA DE PAREDE/NÚCLEO SIMPLES	15
2.2.3 NÚCLEO ASSOCIADO AO PÓRTICO	17
2.2.4 SISTEMA DE TRELIÇAS.....	17
2.2.5 SISTEMA TUBULAR.....	18
2.4 NÚCLEO ASSOCIADO AO PÓRTICO.....	19
2.5 ANÁLISE DE DIVERSAS TIPOLOGIAS DE ELEMENTOS VERTICAIS	22
2.5.1 PILARES EM BETÃO ARMADO.....	22
2.5.2 PILARES EM AÇO	23
2.5.3 PILARES EM SECÇÃO MISTA	23
2.6 FASEAMENTO CONSTRUTIVO.....	24
3 FASEAMENTO CONSTRUTIVO EM PILARES	27
3.1. INTRODUÇÃO.....	27
3.2. CARREGAMENTO GLOBAL	28
3.3. CARREGAMENTO FASEADO	29
3.3.1 EXEMPLO	30
3.4 INFLUÊNCIA DE CARGAS APLICADAS DURANTE O FASEAMENTO	31
3.5 INFLUÊNCIA DA TENSÃO INSTALADA.....	33
3.6. INFLUÊNCIA DO DETALHE DO FASEAMENTO.....	36
3.7. COEFICIENTE DE RIGIDEZ AXIAL DE APROXIMAÇÃO CONSTANTE	37
3.8. COEFICIENTES DE RIGIDEZ AXIAL COM APROXIMAÇÃO BILINEAR.....	42
3.9. APROXIMAÇÃO POR VARIAÇÃO DE TEMPERATURA	45

3.9.1 ALGORITMO DESENVOLVIDO.....	45
3.9.2 RESULTADOS OBTIDOS COM VARIAÇÃO DA TEMPERATURA	48
4 FASEAMENTO CONSTRUTIVO EM ESTRUTURA IDEALIZADA	51
4.1. INTRODUÇÃO	51
4.2. PROGRAMAS DE CÁLCULO AUTOMÁTICO - CONSIDERAÇÃO DO FASEAMENTO CONSTRUTIVO	52
4.3. EXPOSIÇÃO E ANÁLISE DO CENÁRIO A	53
4.3.1 EXPOSIÇÃO.....	53
4.3.2 ANÁLISE	54
4.4. EXPOSIÇÃO E ANÁLISE DO CENÁRIO B	61
4.4.1 EXPOSIÇÃO.....	61
4.4.2 ANÁLISE	62
4.5. EXPOSIÇÃO E ANÁLISE DO CENÁRIO C	66
4.5.1 EXPOSIÇÃO.....	66
4.5.2 ANÁLISE	67
4.5.3 COMPORTAMENTO SOBRE AÇÕES VERTICAIS	73
4.5.3.1 Deformação Axial Relativa	73
4.5.3.2 Efeito da Deformação das Vigas	74
4.5.4 CONSIDERAÇÕES DE DIMENSIONAMENTO	75
4.6 PROPOSTA COM VARIAÇÃO DA TEMPERATURA	76
5 1º CASO DE ESTUDO	81
5.1. INTRODUÇÃO	81
5.2 DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA.....	82
5.2.1 ELEMENTOS VERTICAIS.....	83
5.2.2 ELEMENTOS DE PISO	85
5.2.3 NÚCLEOS DE RIGIDEZ.....	85
5.2.4 CARGAS CONSIDERADAS	86
5.3 ASPETOS PARTICULARES A CONSIDERAR	87
5.4 EFEITO DO FASEAMENTO CONSTRUTIVO	87
5.4.1 RESULTADOS COM FASEAMENTO CONSTRUTIVO.....	88
5.4.2 RESULTADOS COM A PROPOSTA.....	93
5.5 EFEITOS DE 2º ORDEM.....	97
5.5 IMPERFEIÇÕES GEOMÉTRICAS	97

5.5.2 MÉTODO DE CÁLCULO DOS EFEITOS GLOBAIS DE SEGUNDA ORDEM.....	98
5.5.2.1 Efeito de translação.....	98
5.5.2.2 Efeito de rotação	99
5.6 CONSIDERAÇÃO DO EFEITO DO FASEAMENTO CONSTRUTIVO	100
5.7 ANÁLISE DOS EFEITOS DA FLUÊNCIA.....	102
6 2º CASO DE ESTUDO.....	105
6.1 INTRODUÇÃO	105
6.2 DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA	106
6.2.1 ELEMENTOS VERTICAIS.....	107
6.2.2 ELEMENTOS DE PISO	108
6.2.3 NÚCLEOS DE RIGIDEZ	108
6.2.4 CARGAS CONSIDERADAS.....	109
6.3 ASPETOS PARTICULARES A CONSIDERAR.....	110
6.4 EFEITO DO FASEAMENTO CONSTRUTIVO.....	110
6.4.1 RESULTADOS COM FASEAMENTO CONSTRUTIVO	112
6.4.2 RESULTADOS COM A PROPOSTA	117
6.5 EFEITO DA FLUÊNCIA.....	120
7 CONCLUSÃO	123
7.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS	123
7.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	124

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Burj Khalifa.....	11
Figura 2.2 - Comparação de sistemas estruturais (Fazlur Kahn)	12
Figura 2.3 - Peso de cada componente do sistema estrutural em função do número de pisos (Taranath, 1988).....	13
Figura 2.4 - Deformada lateral típica de um sistema porticado, adaptado de (CTBUH, 1995)	15
Figura 2.5 - Exemplos de acoplação de paredes (Carneiro, 2008)	16
Figura 2.6 - Sistema <i>Outrigger</i> - adotado de (CTBUH, 1995).....	16
Figura 2.7 - Travamento realizado pelo contraventamento (Carneiro, 2008)	17
Figura 2.8 - Tipos de contraventamento comuns (Carneiro, 2008)	17
Figura 2.9 - Sistema de contraventamento tubular	18
Figura 2.10 - Efeito <i>Shear Lag</i> (CTBUH, 1995)	19
Figura 2.11 - Deformação por flexão de um pórtico (Taranath, 2009).....	20
Figura 2.12 - Forças e deformada de um pórtico (Taranath, 2009).....	21
Figura 2.13 - Interação Pórtico - Núcleo (Taranath, 2009)	21
Figura 2.14 - Distribuição da força horizontal pelos elementos da estrutura (Taranath, 2009).....	22
Figura 2.15 - Deslocamentos verticais de um pórtico tendo em conta o faseamento construtivo (Kim e Shin, 2011)	24
Figura 3.1 - Estruturas consideradas no carregamento faseado	29
Figura 3.2 - Deslocamento vertical ao longo de um pilar com diferentes tipos de carregamento	31
Figura 3.3 - Deslocamento vertical ao longo de um pilar, consoante as cargas inseridas no faseamento.....	32
Figura 3.4 - Gráfico representativo da análise de tensão constante	33
Figura 3.5 - Gráficos representativos da análise de secção constante	34
Figura 3.6 - Influência do número de alteração de secção	35
Figura 3.7 - Diferenças entre o número de fases consideradas no faseamento	36
Figura 3.8 - Relação de deslocamentos verticais para diferentes coeficientes de rigidez axial.....	38
Figura 3.9 - Afetação da rigidez axial com um K constante em altura.....	38
Figura 3.10 - Aproximação exata através da alteração da rigidez axial do pilar	39
Figura 3.11 - Deslocamentos registados para os casos de análise considerados.....	40
Figura 3.12 - Deslocamentos registados para os casos de análise considerados.....	43
Figura 3.13 - Comparação entre carregamento faseado e global para o caso de estudo	49
Figura 3.14 - Resultados obtidos para a variação de temperatura.....	50

Figura 4.1 - Edifício de 20 pisos genérico analisado.....	51
Figura 4.2 - Planta genérica de um piso do caso idealizado (m)	53
Figura 4.3 - Deslocamento vertical relativo verificado entre as extremidades da viga V1.....	55
Figura 4.4 - Deslocamento vertical relativo verificado entre as extremidades da viga V2.....	55
Figura 4.5 - Localização dos pontos onde foram registados os momentos	56
Figura 4.6 - Momentos instalados na viga V1 com os dois tipos de carregamento em análise	56
Figura 4.7 - Momentos instalados na viga V2 com os dois tipos de carregamento em análise	57
Figura 4.8 - Deslocamento relativo verificado na viga V1 após a afetação da proposta de coeficientes de rigidez axial	57
Figura 4.9 - Deslocamento relativo verificado na viga V2 após a afetação da proposta de coeficientes de rigidez axial	58
Figura 4.10 - Momentos instalados na viga V1 com os dois tipos de carregamento em análise, após a afetação da proposta de coeficientes de rigidez axial.....	58
Figura 4.11 - Momentos instalados na viga V2 com os dois tipos de carregamento em análise, após a afetação da proposta de coeficientes de rigidez axial.....	59
Figura 4.12 - Esforços axiais em diferentes pilares tendo em consideração os dois tipos de carregamento em análise	60
Figura 4.13 - Esforços axiais em diferentes pilares após a afetação de coeficientes de rigidez axial proposta.....	60
Figura 4.14 - Planta de um piso genérico da estrutura idealizada para o Cenário B	61
Figura 4.15 - Deslocamento relativo para viga V1, à esquerda, e viga V2, à direita	62
Figura 4.16 - Momentos instalados na viga V1	63
Figura 4.17 - Momentos instalados na viga V2	63
Figura 4.18 - Deslocamentos registados na viga V1 e V2 após a afetação da rigidez axial	64
Figura 4.19 - Momentos instalados na viga V1 após a afetação da rigidez axial	64
Figura 4.20- Momentos instalados na viga V2 após a afetação da rigidez axial	65
Figura 4.21 - Esforços instalados nos pilares no carregamento faseado e após a afetação da rigidez axial.....	65
Figura 4.22 - Planta de um piso genérico da estrutura idealizada para a Hipótese C.....	66
Figura 4.23 - Deformada da estrutura para carregamento global e carregamento faseado.....	67
Figura 4.24 - Deslocamento relativo vertical e deslocamento absoluto horizontal registados	67
Figura 4.25 - Momentos instalados nos núcleos de rigidez	68
Figura 4.26 - Momentos instalados na viga de ligação ao núcleo de rigidez.....	68
Figura 4.27 - Deslocamento relativo vertical e deslocamento absoluto horizontal registados após a afetação da rigidez axial	69
Figura 4.28 - Momentos instalados nos núcleos de rigidez	70

Figura 4.29 - Deformada horizontal típica de uma consola	70
Figura 4.30 - Deformada horizontal para o carregamento faseado	71
Figura 4.31 - Estruturas genéricas para demonstração de comportamento do núcleo excêntrico	71
Figura 4.32 - Momentos registados na viga ligada ao núcleo de rigidez	72
Figura 4.33 - Esforços instalados nos pilares no carregamento faseado e após a afetação da rigidez axial	73
Figura 4.34 - Deformada da estrutura para ações verticais, adotando um coeficiente de rigidez axial próximo de infinito	74
Figura 4.35 - Designação de pilares para aplicação da metodologia baseada na variação de temperatura	76
Figura 4.36 - Deslocamento Vertical Relativo e Horizontal com a aproximação por variação de temperatura	78
Figura 4.37 - Momentos instalados nos núcleos com a aproximação por variação de temperatura ...	78
Figura 4.38 - Momentos instalados na viga após a imposição da variação de temperatura	79
Figura 4.39 - Comparação entre os esforços instalados nos pilares para o carregamento global e faseado, à esquerda, e o carregamento global com variação de temperatura e o faseado, à direita..	80
Figura 5.1 - Representação do edifício em 3D	81
Figura 5.2 - Planta dos pisos enterrados	82
Figura 5.3 - Planta dos pisos superiores.....	83
Figura 5.4 - Grupos de pilares do edifício	84
Figura 5.5 - Paredes e núcleos existentes no edifício	85
Figura 5.6 - Representação em planta das caixas de elevador.....	86
Figura 5.7 - Deformada da estrutura com o carregamento global e com o carregamento faseado.....	88
Figura 5.8 - Deslocamento vertical relativo do ponto referente a um ponto do grupo de pilares P1	89
Figura 5.9 - Deslocamento horizontal absoluto do centro de massa.....	89
Figura 5.10 - Momentos instalados na Caixa 1.....	90
Figura 5.11 - Momentos instalados na Caixa 2.....	91
Figura 5.12 - Faixa de pilares considerada para a análise	91
Figura 5.13 - Corte genérico de parede	92
Figura 5.14 - Momentos registados na faixa de pilares	92
Figura 5.15 - Esforço axial instalado nos pilares	93
Figura 5.16 - Deslocamento vertical relativo após a afetação da proposta apresentada.....	94
Figura 5.17 - Deslocamento horizontal absoluto registado com a afetação proposta.....	94
Figura 5.18 - Momentos instalados na Caixa 1 com a afetação proposta.....	95
Figura 5.19 - Momentos instalados na Caixa 2 com a afetação proposta.....	95

Figura 5.20 - Momentos registados na faixa de pilares, após a afetação da proposta de coeficientes de rigidez axial	96
Figura 5.21 - Esforços axiais nos pilares após a afetação de rigidez axial proposta.....	97
Figura 5.22 - Secção do conjunto de paredes central.....	99
Figura 5.23 - Aproximação efetuada para considerar a efeito da excentricidade do núcleo	101
Figura 5.24 - Aproximação efetuada para considerar a efeito da excentricidade do núcleo tendo em conta a fluência.....	103
Figura 6.1 - Modelação do edifício em <i>Revit</i>	105
Figura 6.2 - Representação em planta dos pisos inferiores, à esquerda, e dos pisos superiores, à direita	106
Figura 6.3 - Representação em perspetiva dos pisos inferiores, à esquerda, e dos pisos superiores, à direita	107
Figura 6.4 - Planta do núcleo de rigidez.....	109
Figura 6.5 - Estrutura genérica com dimensões (m)	111
Figura 6.6 - Marcação dos pilares com resultados registados.....	112
Figura 6.7 - Deslocamento vertical absoluto referente ao grupo de pilares P1 e P2.....	113
Figura 6.8 - Deslocamento vertical absoluto referente ao grupo de pilares P3 e P4.....	113
Figura 6.9 - Deslocamento relativo referente ao grupo de pilares P4.....	114
Figura 6.10 - Momentos instalados na viga metálica para o carregamento faseado, à esquerda, e para o carregamento global, à direita	115
Figura 6.11 - Momentos instalados na viga metálica para o carregamento faseado, à esquerda, e para o carregamento global, à direita	116
Figura 6.12 - Esforço axial instalado nos pilares.....	117
Figura 6.13 - Deslocamento vertical absoluto referente ao grupo de pilares P1 e P2, com afetação de rigidez.	118
Figura 6.14 - Deslocamento vertical absoluto referente ao grupo de pilares P3 e P4, com afetação da rigidez.	118
Figura 6.15 - Deslocamento relativo após afetação da rigidez dos pilares.....	119
Figura 6.16 - Esforços axiais instalados nos pilares com afetação de rigidez axial	120
Figura 6.17 - Deslocamento vertical absoluto relativo ao grupo de pilares P4, considerando o efeito da fluência.....	121
Figura 6.18 - Deslocamento relativo associado ao grupo de pilares P4, considerando o efeito da fluência.....	122

ÍNDICE DE QUADROS (OU TABELAS)

Tabela 3.1 - Erros nos pisos para os casos de análise considerados	41
Tabela 3.2 - Coeficientes K - constante em altura	41
Tabela 3.3 - Erro médio absoluto para aproximação constante	42
Tabela 3.4 - Erros nos pisos para os casos de análise considerados	43
Tabela 3.5 - Coeficientes K - aproximação bilinear	44
Tabela 3.6 - Erro médio absoluto - aproximação bilinear	44
Tabela 3.7 - Resultados obtido com o algoritmo para o caso de estudo.....	49
Tabela 4.1 - Dimensão adotada para os pilares da estrutura genérica	54
Tabela 4.2 - Resultados obtidos para os diferentes pilares para o algoritmo criado	77
Tabela 4.3 - Variação de temperatura aplicada nos vários grupos de pilares.....	77
Tabela 5.1 - Peso de cada um dos efeitos considerados.	100
Tabela 6.1- Solução de pilares adotada	108

1

INTRODUÇÃO

1.1 ASPETOS GERAIS

Os edifícios altos são cada vez mais frequentes na atualidade, aparecendo não só como demonstração de poder por parte dos donos de obra mas também por necessidade, dado o facto de cada vez existir menos área para construir, sendo necessário recorrer à construção em altura para satisfazer as necessidades de ocupação.

Esta tipologia é muito mais complexa do que a dos edifícios correntes, sendo necessário um sistema estrutural específico para resistir às cargas horizontais que para grandes alturas adquirem uma importância extremamente maior. Não existindo uma solução *standard* para determinado número de pisos, a cada dia são elaboradas novas soluções construtivas, baseadas em sistemas híbridos que tentam aproveitar as vantagens de diversos sistemas estruturais de base e colmatar as suas falhas. Independentemente das inúmeras soluções existentes, pode-se afirmar que, para um grande número de edifícios, se utiliza o sistema porticado associado ao núcleo de rigidez, sendo que normalmente a altura se encontra entre os 15 e os 40 pisos.

O comportamento destes edifícios depende não só da estrutura do núcleo e da sua variação com a altura do edifício, mas também da contribuição do pórtico para a resistência lateral de toda a estrutura. A tipologia adotada para os elementos verticais do edifício também tem um papel a representar, não só em termos de deformações verticais mas também devido à ligação que estes têm com os diversos elementos de piso.

O efeito do faseamento construtivo é um fenómeno ainda pouco investigado mas que, à medida que se vai aumentando o número de pisos do edifício, vai tendo maior importância. A diferença de deslocamentos verticais em consequência da construção faseada tem efeitos nos esforços finais da estrutura, que devem ser tidos em conta aquando do seu dimensionamento, influenciando também os efeitos de 2ª ordem que também adquirem maior importância à medida que se aumenta a altura total da estrutura. Deste modo, a compreensão deste fenómeno e a sua inclusão na análise são de extrema importância de modo a que seja efetuado um dimensionamento económico e seguro.

O entendimento do comportamento do edifício é crucial de modo a assegurar o seu dimensionamento adequado, sendo que é necessário ter atenção especial no caso do núcleo de rigidez não se encontrar numa posição centrada do edifício.

Este trabalho foi elaborado em ambiente empresarial, na empresa FASE Estudo e Projetos, S.A, o que permitiu ter um contacto mais próximo sobre os problemas com que se depara durante o projeto. O facto de esta dissertação ter sido desenvolvido numa envolvente de projeto levou a que fosse adquirida uma visão não só mais crítica mas também prática durante a abordagem aos obstáculos deparados na elaboração da mesma. Tendo esta empresa engenheiros projetistas com vários anos de experiência, o trabalho ganhou outra dimensão sendo sempre baseado em discussões com intervenientes com conhecimento profundo sobre os temas debatidos.

1.2 OBJETIVOS

Surgindo da oportunidade de ser desenvolvida em ambiente empresarial, os desafios provenientes desta dissertação sempre foram analisados numa vertente de projeto. O principal objetivo foi identificar os pontos críticos no dimensionamento de um edifício alto, tendo não só em conta os projetos existentes na FASE Estudos e Projectos, S.A. mas também de modo a que as conclusões obtidas pudessem ser extrapoladas para dimensionamentos futuros.

Deste modo, um dos principais objetivos a alcançar com este trabalho foi encontrar uma solução simples e prática que permitisse a simulação do efeito do faseamento construtivo em edifícios com núcleo associado a uma estrutura porticada entre 15 e 40 pisos. Optou-se por uma abordagem baseada na alteração da rigidez axial dos pilares, sendo aplicada inicialmente em estruturas idealizadas genéricas e por fim em dois projetos que, na altura do desenvolvimento da dissertação, se encontravam adjudicados à empresa. Foi também analisada a proposta apresentada por Raimundo Delgado, baseada na variação de temperatura.

Tendo em conta a tipologia com núcleo excêntrico foram analisados com maior pormenor os efeitos de 2ª ordem, nomeadamente o efeito de rotação consequente do facto da resultante das forças horizontais numa direção não estar alinhada com a resultante das forças resistentes, localizada perto do núcleo de rigidez. O facto das cargas verticais causarem uma deformada lateral excessiva levou à consideração de efeitos $P-\Delta$, assim como à influência do faseamento construtivo no dimensionamento dos elementos de piso e dos núcleos de rigidez.

Por fim foi estudada a hipótese de simulação ótima obtida para as estruturas idealizadas nos dois projetos em análise na empresa, aferindo a sua validade.

1.3 ORGANIZAÇÃO DA TESE

De forma a atingir os objetivos anteriormente apresentados, este trabalho está dividido em sete capítulos, tendo-se optado por esta divisão de modo a que o seguimento e a interpretação do trabalho fosse facilitado.

O Capítulo 1 consiste numa introdução do trabalho, onde são expostos os objetivos e organização do mesmo. É colocada a dissertação na perspetiva de dimensionamento, assim como justificada a sua relevância para projetos futuros.

O Capítulo 2 pretende apresentar as especificidades dos edifícios altos enquanto estrutura, assim como os diversos sistemas de contraventamento atualmente existentes, dada a importância das cargas horizontais neste tipo de estrutura. É também feita uma referência às diversas tipologias de elementos verticais e realizada uma introdução ao fenómeno do faseamento construtivo, apresentando as diversas conclusões já alcançadas por autores internacionais sobre o tema.

O Capítulo 3 apresenta-se como ponto de partida para a análise da construção faseada. É analisado este fenómeno no elemento vertical base de todas as estruturas existentes - o pilar. A proposta de simulação baseada na alteração da rigidez axial dos pilares é elaborada a partir deste elemento, sendo também apresentada com detalhe a proposta baseada na variação de temperatura.

O Capítulo 4 surge como seguimento do anterior sendo avaliados os esforços finais em diversos elementos depois de aplicada a proposta de simulação ótima obtida em três tipos de estruturas diferentes

- Estrutura porticada;
- Estrutura porticada com núcleo central;
- Estrutura porticada com núcleo excêntrico.

No Capítulo 5 é apresentado o projeto análogo à estrutura porticada com núcleo excêntrico, sendo um edifício com 25 pisos, com elementos em betão armado, onde são analisados com maior detalhe os efeitos de 2ª ordem e de fluência.

No Capítulo 6 é analisado um projeto baseado na estrutura porticada com núcleo central, tendo cerca de 40 pisos, com a particularidade dos elementos verticais serem pilares mistos diferenciando-se assim do núcleo de betão armado.

No Capítulo 7 são apresentadas as conclusões finais do trabalho, assim como propostas a desenvolver no futuro.

2

ENQUADRAMENTO

2.1. INTRODUÇÃO

A definição de edifício alto não é um conceito globalmente definido. Essencialmente a sua classificação depende da arquitetura envolvente, ou seja, um edifício de dez pisos pode ser considerado alto se estiver num ambiente rural mas se o mesmo se encontrar num meio como a baixa de Nova Iorque será considerado baixo. Segundo o Conselho de Edifícios Altos e de Habitat Urbano (CTBUH, 1995), um projeto é de grande altura se é referente a "um edifício cuja altura cria condições diferentes de dimensionamento, construção e uso do que aquelas que existem em edifícios correntes de uma determinada região e período."

Outrora, os edifícios de grande altura estiveram sempre associados a monumentos como se pode observar pelos templos da cultura Maia ou pelas pirâmides de Gizé. No entanto, no início do séc. XX, tais conceções foram utilizadas mais por necessidade. O facto de, nas grandes cidades, existir cada vez menos área para construção fez com que o crescimento em altura fosse a única solução passível de ser escolhida de modo a que grandes superfícies de negócio pudessem ser estabelecidas nos centros das cidades. Dado que o paradigma ainda se mantém nos dias de hoje, os sistemas estruturais de edifícios em altura encontram-se em constante desenvolvimento, aparecendo a toda a hora novas soluções que podem ser utilizadas e surgindo a cada dia projetos que batem recordes em altura, sendo que o atual pertence ao Burj Khalifa no Dubai, representado na Figura 2.1, com mais de 800m.



Figura 2.1 - Burj Khalifa

A classificação de um determinado edifício pode ser feita tendo em conta os seguintes parâmetros

- Material;
- Sistema resistente às ações horizontais;
- Sistema resistente às ações verticais;
- Tipo e intensidade das ações horizontais;
- Requisitos de resistência e serviço;

sendo que as suas principais condicionantes, segundo Bungale S.Taranath (Taranath, 1988) são:

- Localização e solo;
- Planeamento e ocupação de andares;
- Imposições arquitetónicas.

Dados os parâmetros apresentados cabe aos projetistas responder aos diversos desafios apresentados ao dimensionar este tipo de estruturas. De acordo com Segadães Tavares (Tavares, 2009), assegurar a estabilidade necessária às ações gravíticas, garantir uma rigidez horizontal adequada em termos de conforto e segurança bem como uma solução construtiva apropriada são pontos-chave de modo a obter uma boa solução estrutural. Tendo sempre em conta aspetos como a função, segurança, economia e ambiente existem diversos tipos de soluções estruturais que podem ser escolhidas, sendo que uma das variáveis determinantes para a escolha do mesmo é o número total de pisos do edifício. A Figura 2.2 representa diferentes formas de conceção de sistemas de contraventamento de edifícios em função da sua altura, proposta por Fazlur Kahn.

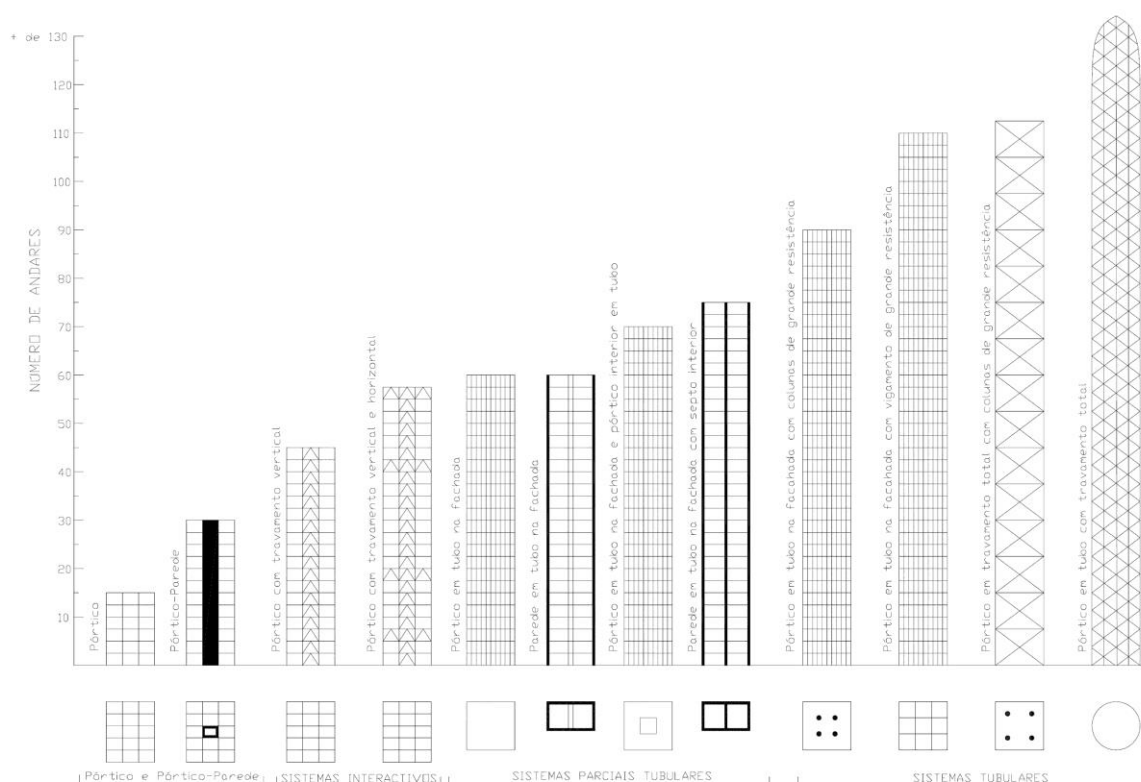


Figura 2.2 - Comparação de sistemas estruturais (Fazlur Kahn)

Em edifícios classificados como baixos e médios, o sistema utilizado para responder a ações verticais habitualmente consegue também suportar as cargas horizontais. No entanto, dada a grande variação deste tipo de carga em altura, o principal critério de dimensionamento altera-se, passando da ação das forças verticais para o efeito causado por ações como o sismo ou vento, sendo esta última, normalmente, a principal condicionante. De apontar que o dimensionamento para o sistema de cargas verticais e horizontais é independente da altura do edifício, até porque os elementos de piso não diferenciam muito entre pisos, isto é, as lajes costumam ter a mesma solução estrutural quer se encontrem no 1º piso ou no 60º, como se pode analisar pela Figura 2.3.

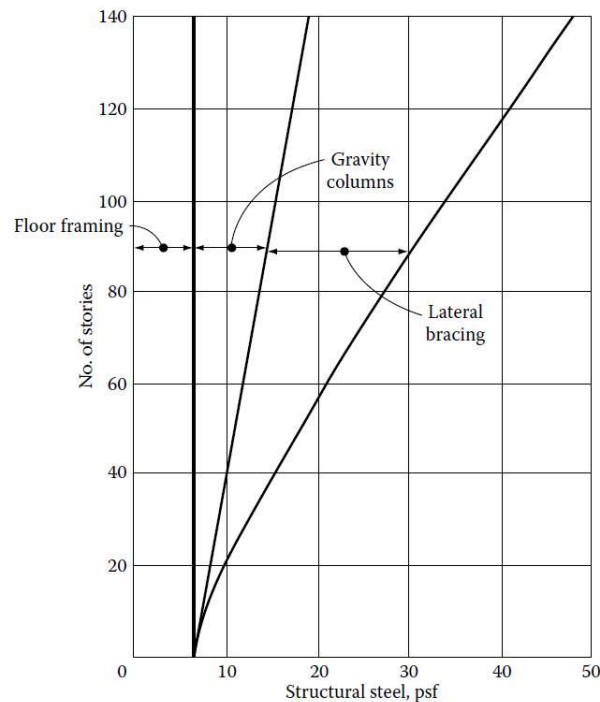


Figura 2.3 - Peso de cada componente do sistema estrutural em função do número de pisos (Taranath, 1988)

Passando a tónica de dimensionamento para as cargas horizontais é relevante apontar que usualmente a causa de colapso não é a ação direta destas cargas mas sim os deslocamentos horizontais resultantes que originam o chamado efeito $P-\Delta$, ou seja, um aumento significativo do momento na base da estrutura devido à excentricidade com que as forças gravíticas passam a ser aplicadas. Consequentemente, a rigidez da estrutura passa a ser o fator condicionante de dimensionamento da mesma, assegurando não só a resistência da estrutura considerado os efeitos de 2ª ordem como também o conforto humano para os utentes dos pisos mais elevados. Para assegurar esta rigidez a estrutura tem também de ter ductilidade para responder a deformações não lineares.

Tendo em conta os pontos enunciados na introdução deste capítulo, serão apresentados os diversos sistemas estruturais aplicáveis a edifícios altos na atualidade, sendo dada especial ênfase para o sistema em análise no presente trabalho - núcleo com pórtico associado.

2.2 SISTEMAS DE CONTRAVENTAMENTO

Tal como mencionado anteriormente, o tipo de sistema de contraventamento adequado depende do número de pisos, ou seja, da altura total do edifício. Segundo Taranath (Taranath, 2009), cada sistema tem a sua altura económica, a partir da qual é necessário outro tipo de sistema. Segundo o mesmo autor, um sistema eficiente de edifício alto de betão armado segue os seguintes princípios:

- Resistir a momentos derrubadores consequentes de ações laterais através de elementos verticais o mais afastados possíveis do centro geométrico do edifício;
- Distribuir as cargas verticais por esses elementos;
- Ligar os elementos verticais entre si com elementos com resistência ao corte de modo a que todo o perímetro do edifício resista ao momento derrubador;
- Resistir a forças laterais com membros em compressão, evitando elementos tracionados devido ao momento derrubador.

De acordo com estas premissas e após vários anos de desenvolvimento e permanente inovação, atualmente os sistemas mais utilizados, que contemplam os requisitos do projeto de arquitetura, são os seguintes:

- Sistema porticado;
- Parede/núcleo simples;
- Núcleo associado a pórtico;
- Sistema de treliças;
- Sistema tubular.

No presente subcapítulo serão apresentadas, sucintamente, as características de cada um destes sistemas.

2.2.1 SISTEMA PORTICADO

O sistema de pórtico clássico, que inclui apenas elementos horizontais e verticais, continua a ser uma solução clássica para edifícios até 20-30 pisos. A falta de eficiência deste sistema para edifícios mais altos deve-se ao facto de depender essencialmente da resistência à flexão dos seus membros, pelo que se torna económica e geometricamente inviável a sua escolha dada a necessidade de mais material para obter maior resistência. (CTBUH, 1995)

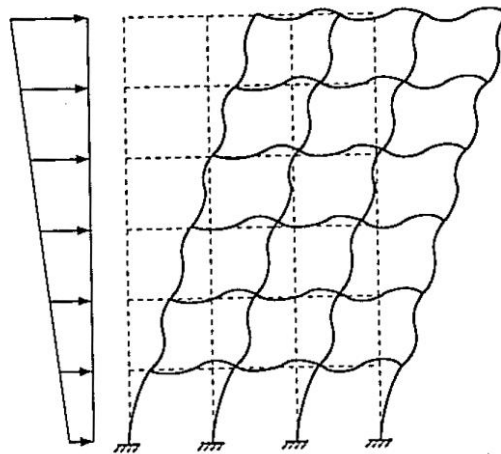


Figura 2.4 - Deformada lateral típica de um sistema porticado, adaptado de (CTBUH, 1995)

De qualquer modo, a sua estrutura permite grandes vãos entre pilares, garantindo uma maior flexibilidade em termos arquitetónicos. A sua deformada é típica de corte, como representado na Figura 2.4, constituindo aproximadamente 80-90% da sua deformada lateral, sendo a transferência das cargas horizontais assegurada pela rigidez da laje de cada piso, forçando a estrutura a comportar-se como um todo. Sendo que o critério de dimensionamento passa da resistência para a rigidez, esta pode ser melhorada através de ligações rígidas entre os pilares e as vigas.

2.2.2 SISTEMA DE PAREDE/NÚCLEO SIMPLES

O sistema núcleo simples foi incorporado no de parede dado que um núcleo consiste, na sua forma mais simples, num conjunto de paredes. Os aspetos específicos referentes aos núcleos serão devidamente apontados.

No sistema com paredes, a resistência às ações laterais é assegurada através do sistema formado pela própria parede e pelo piso, comportando-se este como diafragma rígido. O seu funcionamento poderá ser de corte ou de flexão, consoante a sua geometria e as suas condições de fronteira, isto é, a forma como está ligado aos restantes elementos da estrutura. (Carneiro, 2008).

Este tipo de sistema é eficiente até cerca de 30-40 pisos mas quando as paredes são combinadas, como apresentado na Figura 2.5, o sistema adquire maior rigidez e mais resistência. Fazendo muitas vezes parte do perímetro de caixas de escadas e de elevadores, criando assim os núcleos, este sistema ganha uma nova rigidez que, como se sabe, não é igual à soma das inércias individuais dos seus elementos. A título de exemplo, quando as paredes são emparelhadas, adquirem uma ação de pórtico que confere uma maior rigidez à estrutura, sendo este sistema mais comum em edifícios de escritórios dado o maior espaço e menores condicionantes arquitetónica que permitem a sua construção.

Ao compor o perímetro das caixas de elevadores, o grupo de parede origina assim os núcleos de contraventamento, que normalmente são dimensionados para resistir à força total das ações laterais, sem porém desprezar a contribuição das ações verticais nos mesmos. Para tal, considera-se que o este elemento adota um comportamento de consola desde a fundação de estrutura. A utilização de betões de alta resistência permite que este sistema seja adotado em edifícios com altura superior a 30 pisos.

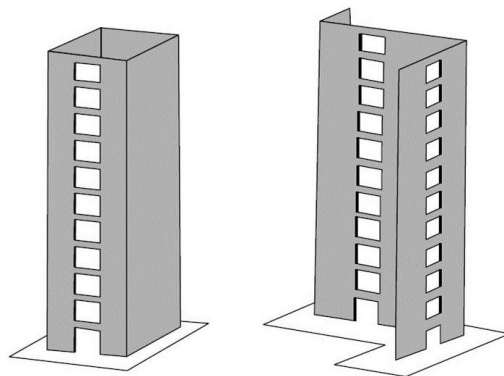


Figura 2.5 - Exemplos de acoplação de paredes (Carneiro, 2008)

A posição do núcleo deve, na medida do possível, localizar-se próximo do centro de massa do edifício, ter sempre em conta a simetria do edifício de modo a haver linearidade de forças atuantes e resistentes, diminuindo assim a componente de torção atuante na estrutura. A constituição de um núcleo de perímetro fechado formado por paredes em direções ortogonais apresenta uma capacidade de restrição de empenamento dando uma boa resposta ao esforço de torção. No entanto esta componente pode ser afetada pela existência de aberturas ao longo do núcleo ou pela fissuração nos cunhais entre paredes do núcleo devido à diferença de rigidez em direções ortogonais (Carneiro, 2008). Para além deste facto, estas aberturas originam tensões críticas na base da estrutura e é difícil prever que influência exata terão no comportamento da estrutura. A diminuição de rigidez associada à fendilhação também é de difícil quantificação.

Dado que o núcleo perde rigidez proporcionalmente ao cubo da altura pode ser feita uma ligação a paredes mais exteriores, através de elementos mais rígidos, adquirindo este sistema um comportamento semelhante ao do pórtico. A esta evolução do sistema de núcleo dá-se o nome de sistema *outrigger* que origina um momento oposto ao causado pelas forças laterais, através de um binário causado pelos elementos verticais externos e a ligação do *outrigger* ao núcleo, como apresentado na Figura 2.6. Este sistema também diminui a possibilidade de tração nos elementos verticais devido ao momento derrubador causado pelas ações horizontais.

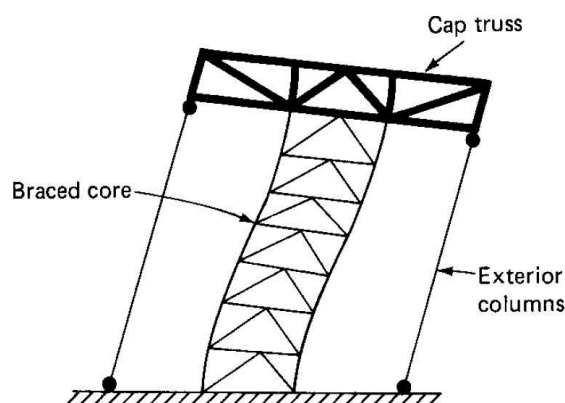


Figura 2.6 - Sistema *Outrigger* - adotado de (CTBUH, 1995)

2.2.3 NÚCLEO ASSOCIADO AO PÓRTICO

Dado ser o principal objeto de análise neste trabalho, este sistema será exposto com maior detalhe no próximo subcapítulo.

2.2.4 SISTEMA DE TRELIÇAS

Este sistema aparece como uma evolução do sistema porticado, nos casos em que a ligação rígida nos nós não é suficiente para conferir a rigidez necessária. O pórtico é então enrijecido através de diagonais que prendem os nós uns aos outros, tornando-os indeslocáveis como mostra a Figura 2.7. tornando-o o sistema adequado para estruturas até 50 pisos.

Em vez de ser assegurada pela ligação rígida entre viga e pilar, a estabilidade estrutural é obtida através de contraventamentos verticais, sendo que os normalmente utilizados estão representados na Figura 2.8. Os efeitos de tração e compressão instalados nos montantes formam um binário de forças que responde ao momento derrubador causado pelas forças horizontais.

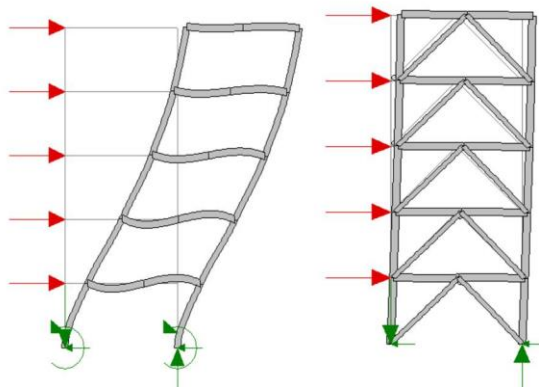


Figura 2.7 - Travamento realizado pelo contraventamento (Carneiro, 2008)

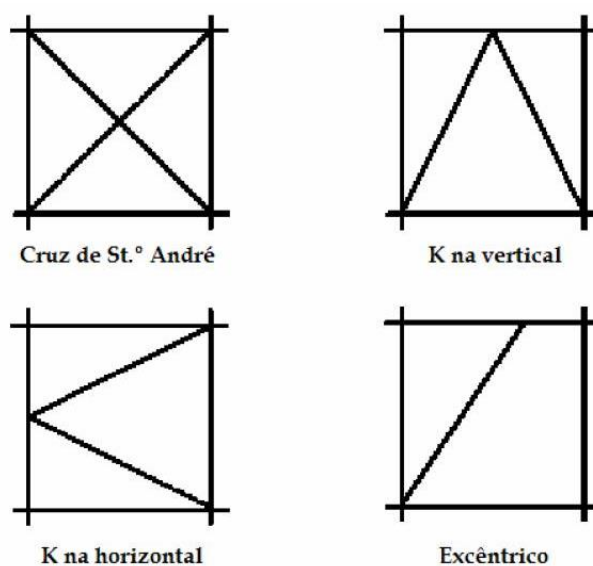


Figura 2.8 - Tipos de contraventamento comuns (Carneiro, 2008)

O tipo de treliça utilizado depende muitas vezes das condicionantes de ocupação do edifício mas também possuem as suas diferenças estruturais. As diagonais concêntricas tornam o sistema mais rígido mas tem menos ductilidade, sendo que as treliças excêntricas, muitas vezes utilizadas para possibilitar a existência de portas, têm exatamente o efeito contrário à das anteriores, isto é, conferem menos rigidez à estrutura mas mais capacidade de se deformar mantendo a força atuante constante. (CTBUH, 1995). Estes sistemas são ambos mais utilizados em estruturas metálicas por ser mais simples efetuar a ligação entre os membros.

O sistema de treliças é atualmente combinado com outros sistemas, como por exemplo o sistema de treliças alternadas, tubo por treliças ou mesmo compor o sistema *outrigger* mencionado anteriormente.

2.2.5 SISTEMA TUBULAR

Este sistema é o atualmente mais utilizado para edifícios com um elevado número de pisos. Edifícios como as Petrona Towers na Malásia, o Sears Towers em Chicago ou as antigas torres do World Trade Center em Nova Iorque são exemplos onde esta tipologia de contraventamento foi utilizada.

O principal impulsionador deste sistema foi Fazlur Kahn, tendo como base o comportamento de pórtico para a conceção do sistema tubular. Ao diminuir o espaçamento entre os pilares, aumentando a altura das vigas, como apresentado na Figura 2.9, e efetuando uma ligação rígida entre estes elementos, a estrutura adquire um comportamento de consola, apesar de ser baseado no modelo de pórtico. O sistema é tão mais eficiente quanto mais próximo o seu comportamento se aproximar do de uma consola.

A forma geométrica a adquirir é a semelhante a de um tubo, conferindo à estrutura uma forma aerodinâmica favorável, simétrica em várias direções e com a máxima resistência torsional. A estrutura em tubo resiste assim através de esforços axiais nos elementos verticais de fachada.

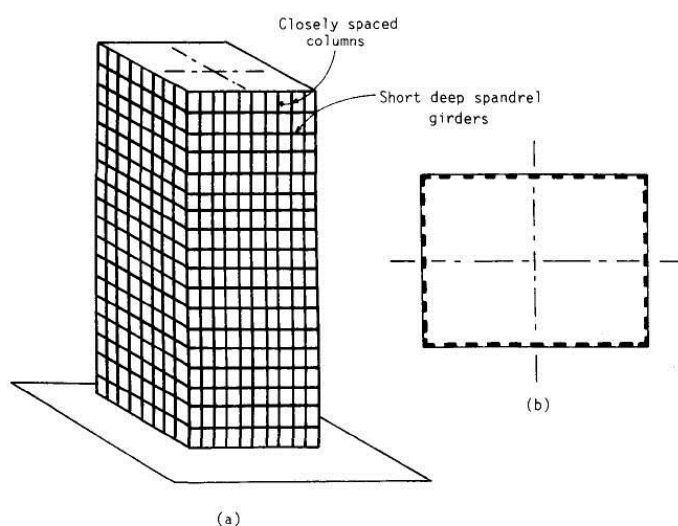


Figura 2.9 - Sistema de contraventamento tubular

No entanto, devido às imposições arquitetónicas e ocupacionais, é necessário impor aberturas na estrutura tubular, afastando o seu comportamento do funcionamento em consola e aproximando-o ao

de um pórtico. Este funcionamento origina o incremento de tensões normais e deslocamentos nos cantos junto a interseção de paredes, fenómeno designado por *Shear-lag*. Este efeito faz com que a distribuição de forças axiais pelos pilares se afaste da distribuição linear, migrando da zona central das fachadas para os cantos, como demonstra a Figura 2.10. Consequentemente, a limitação deste efeito é crucial para o desenvolvimento adequado de um sistema tubular. De modo a limitar o efeito já existem diversas evoluções do sistema tubular tais como o sistema em tubo celular, tubo dentro de tubo e tubo treliçado.

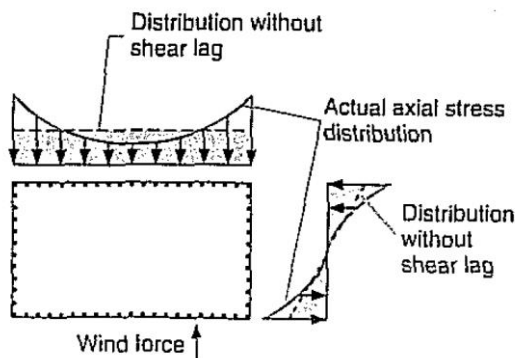


Figura 2.10 - Efeito *Shear Lag* (CTBUH, 1995)

2.4 NÚCLEO ASSOCIADO AO PÓRTICO

O sistema em causa, para além de ter sido estudado com maior detalhe devido aos casos em projeto na FASE - Estudo e Projectos, S.A., também foi analisado de forma diferente por se tratar de um dos sistemas mais correntemente utilizados para resistir a ações laterais, não só em Portugal como em várias partes do mundo. Este sistema, sendo aplicável a edifícios entre 15 e 50 pisos, combina as vantagens do sistema de núcleo com o sistema de pórtico.

O facto de o número de pilares ser condicionado por motivos arquitetónicos bem como a altura total afeta à estruturas dos pisos ser limitada do modo a otimizar o número de pisos de um edifício alto, impõe algumas restrições ao sistema porticado mencionado no subcapítulo 2.3.1.. Acrescentando um elemento rígido a toda a estrutura permite assim não só a distribuição de cargas como também uma ação conjunta entre os dois tipos de sistemas, compensando as suas desvantagens.

A interação entre o pórtico e o núcleo de rigidez é objeto de estudo de alguns anos e, por este motivo, não oferece obstáculos à sua compreensão. Enquanto que o pórtico tem uma deformação essencialmente típica de corte, o núcleo de rigidez tem uma deformação por consola. Consequentemente, a compatibilidade de deformações assegura a interação entre os dois sistemas. No entanto não é fácil distinguir os dois modos de deformação por diversos motivos:

- Um pórtico com pilares muito juntos e com vigas altas pode ter um comportamento mais típico de consola, como já se viu nos sistemas tubulares, enquanto que um núcleo com diversas aberturas ao longo da sua altura pode ter um comportamento mais aproximado ao de um pórtico;
- A rigidez de um pórtico e de um núcleo não é muitas vezes constante em altura, não sendo também possível atribuir uma relação de rigidez devido a imposições de arquitetura.

Devido à rigidez na ligação entre os nós e as vigas, um pórtico fica impossibilitado de experienciar uma deformação lateral sem a deformação por flexão dos pilares e das vigas. Consequentemente, a rigidez lateral de uma estrutura porticada está inteiramente dependente da rigidez à flexão dos seus elementos, podendo ser dividida em deformada por flexão e deformada por corte.

Na deformada por flexão, o pórtico comporta-se como uma consola sendo o momento absorvido através do alongamento dos pilares da região onde atuam as forças horizontais e do encurtamento dos pilares da região oposta como mostra a Figura 2.11.

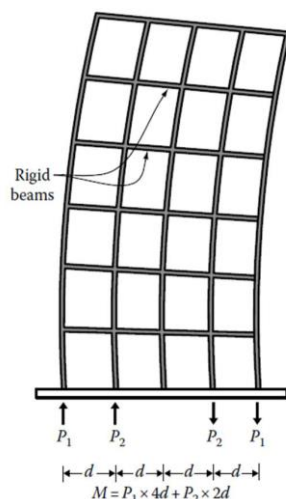


Figura 2.11 - Deformação por flexão de um pórtico (Taranath, 2009)

No entanto é a deformada por corte que domina o comportamento da deformada lateral da estrutura porticada. Os pilares e as vigas apresentam deformadas com dupla curvatura, sendo que o principal responsável pela deformação é o que tiver menor rácio de rigidez, isto é, o menor quociente entre a sua inércia e o seu vão. Usualmente dado o maior vão estabelecido para as vigas, a melhor forma de minimizar a deformada lateral é aumentar a rigidez deste elemento. No entanto, para vãos curtos, é recomendável que se faça uma relação entre rácios de rigidez nos diversos nós de modo a determinar o principal contribuinte para a deformada de corte. Independentemente do resultado obtido é possível assumir que a deformada lateral do pórtico pode ser explicada através da seguinte combinação:

- Deformada por flexão - 15%-20%;
- Deformada por corte - 80%-85%

A deformada de um pórtico tem uma máxima inclinação na base e uma mínima no seu topo, como mostra a Figura 2.12, também apresentando as deformações dos elementos do pórtico.

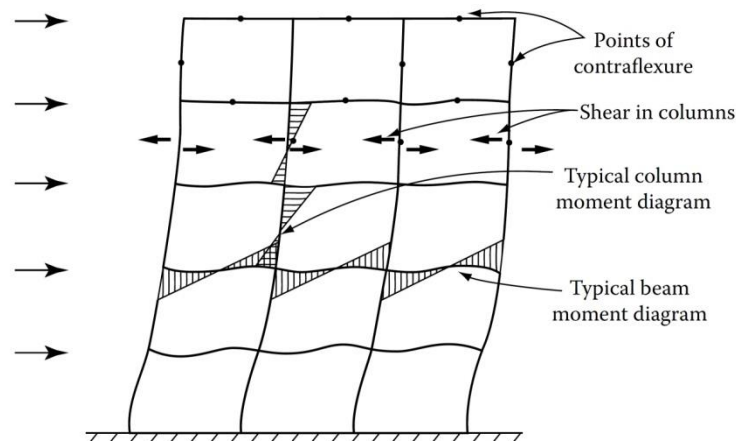


Figura 2.12 - Forças e deformada de um pórtico (Taranath, 2009)

As vantagens deste sistema dependem da intensidade da interação do núcleo de rigidez com o comportamento mencionado do pórtico. Deste modo, quanto mais alto o edifício e mais rígido o pórtico, maior será esta interação. O facto da deformação lateral do pórtico ser linear e a deformação do núcleo, próxima da de uma consola, ser parabólica, resulta numa rigidez acrescida porque nos pisos superiores o núcleo é restringido pelo pórtico enquanto que nos pisos inferiores é o núcleo que assegura a restrição do pórtico. Esta interação de forças é possível observar pela Figura 2.13, apontando para o facto de as forças de interação serem superiores no topo e na base do edifício.

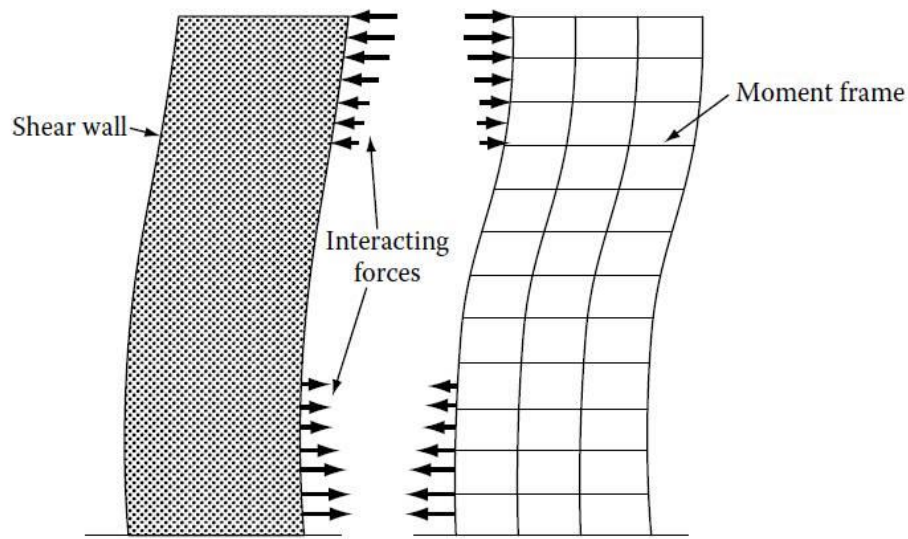


Figura 2.13 - Interação Pórtico - Núcleo (Taranath, 2009)

Em termos de distribuição de forças horizontais em altura, tal vai depender não só da rigidez do núcleo como também da rigidez do pórtico. Se o edifício for baixo e o pórtico não for muito rígido será possível afirmar que as cargas horizontais serão todas absorvidas pelo núcleo de rigidez. No entanto, à medida que o número de pisos aumenta, o efeito de pórtico vai tendo um papel cada vez mais

relevante, como já se demonstrou anteriormente. Enquanto que um núcleo apresenta uma distribuição de forças horizontais que decresce em altura, pode-se admitir que o pórtico apresenta uma distribuição relativamente uniforme em toda a sua altura como demonstrado na Figura 2.14, em que a) representa o total; b) e c) representam o pórtico e d) representa o núcleo.

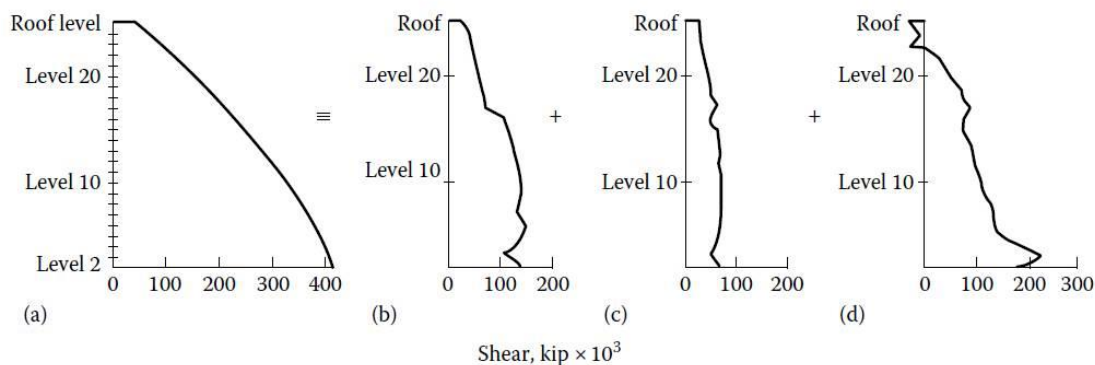


Figura 2.14 - Distribuição da força horizontal pelos elementos da estrutura (Taranath, 2009)

Concluindo, é possível afirmar que este é um sistema que beneficia das vantagens de dois tipos de contraventamento lateral, sendo também passível de ser melhorado utilizando, a título de exemplo, ligações *Outrigger* entre os pilares exteriores e o núcleo de rigidez.

2.5 ANÁLISE DE DIVERSAS TIPOLOGIAS DE ELEMENTOS VERTICAIS

Outra componente dos edifícios verticais que não podia deixar de ser analisada é a tipologia dos pilares a utilizar no sistema estrutural de um edifício alto. Como foi demonstrado nos diversos sistemas de contraventamento, que também asseguram a resistência a cargas verticais, quase todos implicavam a utilização de pilares na sua composição. Deste modo, optou-se por fazer uma apresentação das diversas tipologias existentes, apresentando as vantagens e desvantagens de cada uma delas (Mirambell Arrizabalaga, 2013).

2.5.1 PILARES EM BETÃO ARMADO

Normalmente usados em edifícios de menor altura ou em grande altura quando se opta por um betão de alta resistência, esta tipologia é muito utilizada dada a facilidade de conexão entre os elementos de piso e por ter o mesmo efeito diferido que os núcleos de rigidez projetados com o mesmo tipo de material. As suas vantagens e desvantagens são as seguintes:

- Vantagens:
 - Menor custo;
 - Adaptação a formas plásticas;
 - Boa resistência à compressão;
 - Elevado peso próprio implicando maior estabilidade estrutural;
 - Robustez;
 - Estabilidade contra agentes corrosivos e químicos.
- Desvantagens:
 - Falta de resistência à tração;

- Elevado peso próprio implicando maior carga vertical associada;
- Custos de moldes e cofragens;
- Efeitos a longo prazo;
- Maior tempo de construção devido ao endurecimento do betão.

2.5.2 PILARES EM AÇO

Os pilares em aço são normalmente utilizados por apresentarem uma estrutura mais leve e com elevada resistência mecânica. A sua montagem é muito mais rápida quando comparada com pilares de betão armado, factor que pode ser determinante ao efetuar a análise de construção de edifícios com um elevado número de pisos. As vantagens e desvantagens que esta tipologia tem são as apresentadas:

- Vantagens:
 - Elevada resistência mecânica para:
 - Secções mais esbeltas e dimensões pequenas;
 - Elementos estruturais mais leves;
 - Maior ductilidade;
 - Menor peso próprio;
 - Rápida execução e fácil montagem;
 - Flexibilidade e adaptabilidade para trocas e reforços;
- Desvantagens:
 - Necessário proteção contra a corrosão e fogo;
 - Suscetível a rotura frágil;
 - Soldaduras;
 - Baixas temperaturas;
 - Grandes espessuras.
 - Susceptível à fadiga;
 - Mais caro;
 - Instabilidade à compressão o que implica menor resistência a momentos e esforço axial.

2.5.3 PILARES EM SECÇÃO MISTA

Os pilares de secção mista procuram combinar as vantagens das duas tipologias apresentadas anteriormente. Normalmente são utilizados por conseguirem conferir uma mesma resistência estrutural que um pilar de betão armado mas ocupando uma área bastante menor, factor que se mostra fundamental no cumprimento de imposições arquitetónicas. Esta tipologia apresenta também outras vantagens:

- Maior rigidez de elementos;
- Boa resistência ao fogo;
- Boa proteção contra a corrosão;
- Facilidade de conexão com a parte metálica;
- Versatilidade;
- Uniões com vigas e lajes uniformizadas;
- Menor comprimento de encurvadura do pilar;
- Maior resistência do betão quando inserido num perfil metálico devido ao confinamento.

2.6 FASEAMENTO CONSTRUTIVO

Relativamente à temática do faseamento construtivo, concluiu-se que é um tema que ainda não foi muito discutido, tendo em consideração que a pesquisa efetuada nunca poderia cobrir o número total de publicações nesta área. A construção por fases das estruturas de edifícios é um aspeto ao qual é dada pouca importância, sendo mesmo ignorada em muitas circunstâncias. (Delgado *et al.*, 2004). Em projeto, quando é considerada, uma das práticas correntes é aumentar a rigidez axial dos pilares, de modo a que estes sustentem mais carga do que a obtida num modelo elástico global, sem perceber muitas vezes que influência tem esta alteração nos restantes esforços da estrutura.

O artigo de Kim e Shin (Kim e Shin, 2011) foi uma base importante para perceber este fenómeno, onde se entendeu a evolução da rigidez da estrutura ao longo da sua construção e que influência tem nos deslocamentos experienciados por esta. Ao contrário do carregamento global, normalmente considerado, a curva de deslocamentos verticais tem a forma aproximada de uma parábola, que mais adiante se analisará com maior detalhe, como demonstrado na Figura 2.15. A figura representa apenas o propósito de demonstrar a forma da curva não sendo os seus detalhes apresentados relevantes nesta fase do trabalho. Neste artigo foi também constatado que, considerando a construção não de forma tão detalhada mas em grupos de pisos e adaptando uma curva aos deslocamentos registados, obtém-se um resultado aceitável para a simulação deste efeito, sendo que o último piso tem que ter o deslocamento real, não podendo ser estimado, de modo a obter um resultado aproximado da realidade.

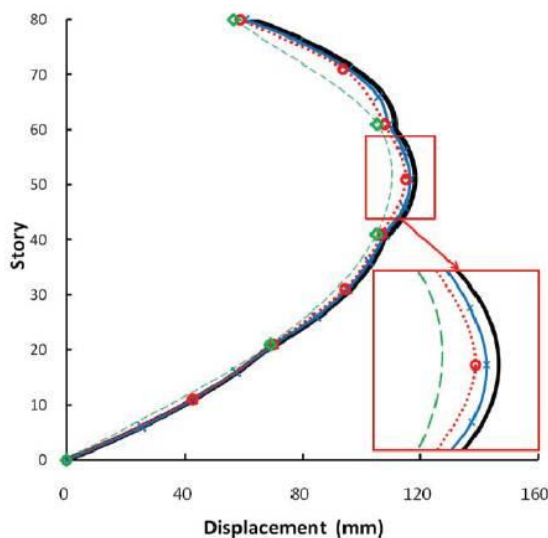


Figura 2.15 - Deslocamentos verticais de um pórtico tendo em conta o faseamento construtivo (Kim e Shin, 2011)

No entanto, foi através da investigação efetuada por R. Delgado (Delgado *et al.*, 2004) que se obteve a primeira informação sobre o efeito da construção faseada nos esforços finais da estrutura, percebendo que as principais diferenças para o carregamento faseado são as seguintes:

- Quando é construído um piso não existem os pisos acima destes, o que implica que o piso se deforma sem a interferência dos pisos superiores;
- Os pisos inferiores têm interferência na deformação do piso a construir, nomeadamente na deformação axial e na rotação das bases dos pilares.

Para além da análise dos deslocamentos são também abordadas as consequências deste fenómeno em diversos esforços da estrutura, tendo como base uma estrutura porticada. É apresentado também um cálculo aproximado que tenta simular o faseamento através da variação da temperatura.

Tendo em conta que as principais diferenças se focam ao nível dos deslocamentos verticais experienciados pelas estruturas foi também consultado o trabalho de Mark Fintel (Fintel *et al.*, 1987), onde é abordada a deformação axial de pilares em estruturas altas. Foi possível concluir que o deslocamento diferencial entre pilares não é um aspeto desprezável podendo ter grandes alterações nos esforços nos diversos elementos de piso. Constata-se também neste trabalho que deve ser dada especial atenção às deformações dos pilares no caso dos diversos elementos estruturais serem compostos por materiais diferentes.

3

FASEAMENTO CONSTRUTIVO EM PILARES

3.1. INTRODUÇÃO

O faseamento construtivo em edifícios altos reveste-se de particular relevância na deformação axial dos elementos verticais, nomeadamente dos pilares. Esta deformação avaliada com base no carregamento global de edifício, normalmente considerado, pode apresentar diferenças significativas quando comparada com a deformação axial avaliada tendo em conta o faseamento construtivo. Desta forma, a avaliação dos esforços induzidos na estrutura pelos deslocamentos diferenciais verticais dos pilares deve atender de forma consistente à construção faseada, podendo resultar diferenças importantes na avaliação destes esforços quando se considera o carregamento global da estrutura.

Ao considerar-se um carregamento global, assume-se que os elementos verticais sofrem uma deformação vertical em toda a altura destes elementos, correspondente à totalidade da carga instalada. No entanto, em cada fase do processo construtivo, os deslocamentos verticais ocorridos nos elementos verticais vão sendo compensados, de forma a que os elementos fiquem nivelados em cada piso. Considera-se assim que há uma recuperação da deformação vertical dos pilares e núcleos que pode ser avaliada com base em modelos estruturais evolutivos que vão incrementando a estrutura e o carregamento piso a piso.

Atualmente já existem ferramentas informáticas com capacidade para simular o efeito do faseamento. No entanto, tal análise é complexa, requerendo mais tempo e recursos do que a análise de carregamento imediato. Um dos principais objetivos deste trabalho é tentar obter um método simplificado, afetando a rigidez dos pilares, de modo a que tal análise possa ser substituída por outra, menos rigorosa certamente, mas que seja capaz de traduzir efeitos similares na estrutura, nos quais se possa basear o dimensionamento em condições de segurança.

Dado que o comportamento de uma estrutura real de um edifício alto é complexo e depende de inúmeros fatores, optou-se por analisar primeiramente o efeito associado ao faseamento construtivo no elemento vertical existente em qualquer edifício – o pilar. Conseguindo simular o efeito do faseamento neste elemento, é possível controlar a deformação vertical do pilar e, consequentemente, a deformação vertical relativa para os restantes pilares que compõem a estrutura.

A análise efetuada consistiu em determinar os deslocamentos verticais em cada piso de um pilar quando carregado faseadamente ou globalmente. O deslocamento vertical relativo entre pisos

consecutivos, d_v , pode ser determinado pela equação 3.1 . A diferença consiste na interação dos deslocamentos dos diversos pisos e como tal irá afetar o deslocamento final do piso em análise.

$$d_v = \frac{N \cdot l}{E \cdot A} \quad (0.1)$$

Em que:

- N - Esforço axial instalado no troço do pilar;
- l - Altura do pilar entre troços;
- E - Módulo de elasticidade do material do pilar;
- A - Área da secção do pilar;

3.2. CARREGAMENTO GLOBAL

Admitindo uma carga vertical constante (N) aplicada em cada piso, perante um caso de carregamento global imediato, é intuitivo afirmar que o deslocamento vertical absoluto de um determinado piso, D_{vi} , corresponderá ao somatório das deformações dos pisos inferiores mais o do próprio piso. A força total de compressão no pilar dependerá, não só da posição do piso, mas também do número total de pisos em causa. A título de exemplo, para um pilar de um edifício de 15 pisos, com secção em cada troço A_{ci} , composto pelo mesmo material e com o mesmo comprimento entre pisos l , o deslocamento vertical absoluto do 1º piso, é dado pelo deformação do próprio piso, representada pela equação 3.2, realçando que o esforço axial instalado neste piso é, para além da carga aplicada no próprio piso, o somatório das cargas de todos os pisos superiores.

$$D_{v1} = \frac{l}{E} * \frac{15 \cdot N}{A_{c1}} \quad (0.2)$$

Tomando agora como exemplo o 5º piso, o deslocamento vertical absoluto registado neste piso, é dado pelo somatório dos deslocamentos verticais absolutos dos pisos inferiores, valor representado na equação 3.3.

$$D_{v5} = \frac{N * l}{E} * \left(\frac{15}{A_{c1}} + \frac{14}{A_{c2}} + \frac{13}{A_{c3}} + \frac{12}{A_{c4}} + \frac{11}{A_{c5}} \right) \quad (0.3)$$

Pode assim deduzir-se, para um pilar de um edifício de n pisos, uma expressão genérica apresentada na equação 3.4 para o cálculo do deslocamento vertical absoluto num piso genérico i .

$$D_{vi} = \frac{N.l}{E} * \sum_{j=1}^i \frac{n+1-j}{A_{cj}} \quad (0.4)$$

3.3. CARREGAMENTO FASEADO

O cálculo do deslocamento vertical absoluto dos pilares quando submetidos a um carregamento faseado corresponde ao somatório de deformações de um determinado pilar durante as diversas fases do referido carregamento.

Cada fase construtiva deve ser analisada com base numa estrutura intermédia carregada no piso correspondente. Por exemplo, caso se queira analisar uma fase correspondente ao 3º piso, as estruturas a adotar deverão ser as das representadas na Figura 3.1. Os esforços e deslocamentos correspondentes à fase construtiva do 3º piso serão avaliados por sobreposição de efeitos das três estruturas indicadas sujeitas aos respetivos carregamentos.

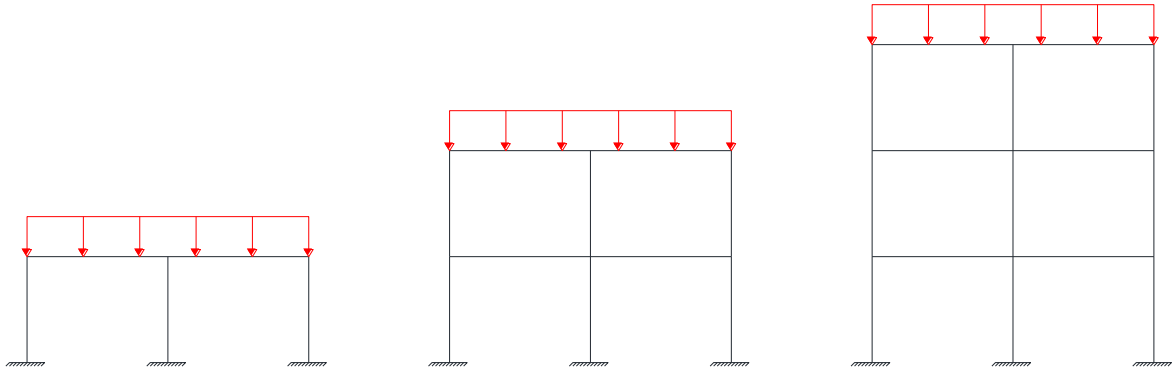


Figura 3.1 - Estruturas consideradas no carregamento faseado

A diferença para o carregamento instantâneo é a referida recuperação do deslocamento vertical (D_{ri}) que surge como consequência do nivelamento dos pilares entre pisos, até ao pilar do piso em análise. Essa recuperação, para o 4º piso seria obtida através da equação 3.5.

$$D_{r4} = \frac{N.l}{E} * \left(\frac{4-1}{A_{c1}} + \frac{4-2}{A_{c2}} + \frac{4-3}{A_{c3}} \right) \quad (0.5)$$

A recuperação da deformada, D_{ri} , para qualquer piso i , pode ser obtida através da equação 3.6.

$$D_{ri} = \frac{N.l}{E} * \sum_{j=1}^i \left(\frac{i-j}{A_{cj}} \right) \quad (0.6)$$

O cálculo do deslocamento vertical absoluto em cada piso tendo em consideração o faseamento construtivo, D_{fi} , pode ser obtido a partir do deslocamento considerando o carregamento global, D_{vi} , deduzida a recuperação do deslocamento, D_{ri} . Apresenta-se na equação 3.7 a expressão para o cálculo de D_{fi} , obtida por subtração das equações 3.6 e 3.4.

$$D_{fi} = \frac{N \cdot l}{E} * \sum_{j=1}^i \left(\frac{n + 1 - i}{A_{cj}} \right) \quad (0.7)$$

O único piso que não apresenta diferenças entre o carregamento faseado e o global é o 1º piso, apresentado na equação 3.8, uma vez que para este piso a recuperação do deslocamento vertical é nula.

$$D_{f1} = D_{v1} = \frac{n * N * l}{E * A_1} \quad (0.8)$$

3.3.1 EXEMPLO

A título de exemplo, e para melhor interpretação de resultados e análise deste efeito específico, foi analisado um pilar isolado de um edifício de 25 pisos. Por simplicidade de manuseamento das expressões envolvidas, é adotado no estudo uma variável p , adimensional, diretamente relacionada com o deslocamento vertical absoluto e as características do caso em estudo.

$$p_i = \frac{D_{vi}}{\frac{N \cdot l}{E \cdot A}} \quad (0.9)$$

As variáveis apresentadas correspondem às mesmas da equação 3.1, sendo que:

- D_{vi} – Deslocamento vertical absoluto do piso i ;
- A – Área correspondente à base do 1º Piso.

Relativamente à área adotada, serão posteriormente apresentados estudos com secção constante e com secção variável mas, em todos eles, a área de secção de cada troço poderá ser relacionado com a área correspondente à base do 1º Piso, sendo que todos os troços têm secção constante. No estudo com secção constante, a secção adotada foi dimensionado para uma tensão de serviço equivalente a $0.45 \cdot f_{ck}$.

Comparam-se na Figura 3.2 os resultados obtidos, para secção constante em altura, expressos pela variável p , considerando-se o carregamento global e o faseamento construtivo. Importa referir que a diferença de resultados reflete a recuperação do deslocamento vertical mencionada anteriormente.

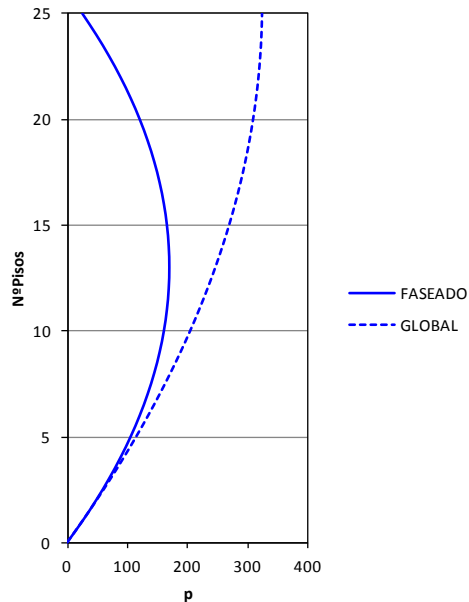


Figura 3.2 - Deslocamento vertical ao longo de um pilar com diferentes tipos de carregamento

É interessante constatar as diferenças evidentes entre os dois casos. Enquanto que no carregamento global o deslocamento vertical dos pisos vai aumentando em altura, o mesmo não se verifica no caso do carregamento faseado. De facto, é possível verificar que, nos pisos inferiores, há uma aproximação entre as curvas do deslocamento mas para os pisos superiores, a curva dos deslocamentos referente ao carregamento faseado descreve uma parábola, perfeita no caso de os pilares terem secção constante, distanciando-se de forma evidente da curva do carregamento global. Verifica-se que a diferença entre os deslocamentos verticais obtidos com carregamento global e faseado aumenta em altura, refletindo assim o efeito da recuperação de deslocamentos, D_{ri} , que efetivamente aumenta em altura como se pode constatar a partir da equação 3.6.

É possível concluir então que, relativamente aos deslocamentos verticais dos diversos pisos, a análise de carregamento global, conduz a uma sobrestimação de resultados, em particular nos pisos superiores. Pode observar-se que os pisos 20 a 25, correspondendo ao último quinto do edifício, com o carregamento global se obtém deslocamento verticais em média 5.6 vezes superiores aos obtidos no carregamento faseado. Para os pisos 10 a 15, ou seja, a meia altura do edifício a diferença ronda as 1.5 vezes.

3.4 INFLUÊNCIA DE CARGAS APLICADAS DURANTE O FASEAMENTO

O nível de carga associado ao faseamento construtivo tem naturalmente influência nos deslocamentos verticais. Nas situações concretas de edifícios, somente uma parcela da carga vertical total é aplicada posteriormente à construção, sendo portanto aplicada de uma forma global. Tendo em conta este

aspecto procedeu-se a um estudo para se avaliar a influência do nível de carregamento associado à fase construtiva.

Tendo em conta que o principal aspeto a analisar é a deformação axial só foram consideradas as cargas referentes ao peso próprio (PP), sobrecarga (SOB) e restantes cargas permanentes (RCP). Esta última carga de carácter permanente representa o peso próprio dos elementos não estruturais, nomeadamente revestimentos, paredes divisórias, etc.

Tendo por base os valores de carga associados a edifícios correntes foram consideradas as seguintes proporções de carga:

- Peso Próprio (PP) – 60%
- Sobrecarga (SOB) – 20%
- Restantes Cargas Permanentes – 20%

Do estudo apresentado anteriormente pode concluir-se que as diferenças entre o carregamento global e o carregamento faseado são mais acentuadas quanto maior for a carga envolvida na fase construtiva.

No entanto, não será muito realista considerar todas as cargas envolvidas no faseamento, dado que um piso começa a ser construído muito antes de o seu piso inferior ter todas as cargas aplicadas, ou seja, estar em plena utilização. Apresenta-se na Figura 3.3 o gráfico que representa o deslocamento vertical em cada piso considerando-se diferentes situações de carga envolvida no faseamento, sendo que um extremo será incluir todas as cargas e no outro apenas incluir o peso próprio. Neste estudo, também foi adotada uma secção do pilar constante em altura.

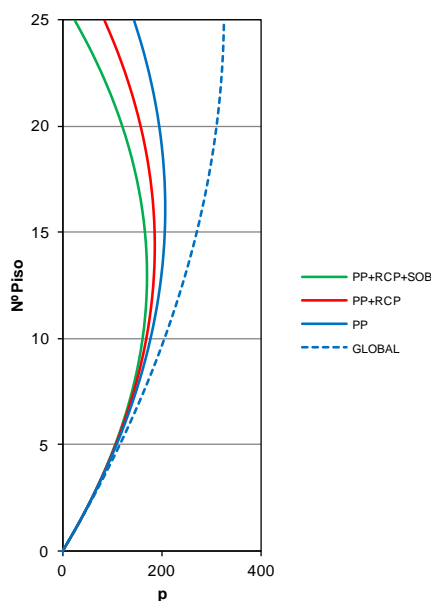


Figura 3.3 - Deslocamento vertical ao longo de um pilar, consoante as cargas inseridas no faseamento

A maneira mais exata de simular a realidade seria acrescentar as diversas cargas algum tempo após introduzir a carga inicial (PP), isto é, aplicar as Restantes Cargas Permanentes cinco pisos após a introdução do peso próprio e, cinco pisos depois, aplicar a Sobrecarga, por exemplo. No entanto, no presente estudo, considerou-se aceitável aplicar a carga remanescente (RCP e SOB) no final, portanto, como se se tratasse de um carregamento global desta parcela de carga.

Como se pode observar na Figura 3.3, há uma aproximação ao caso de carregamento global à medida que se retiram cargas do faseamento, sendo estas somente aplicadas após a estrutura estar completa. No último piso, pode constatar-se que as diferenças entre o carregamento global e o faseado reduzem para metade no caso de se considerar somente o peso próprio na fase construtiva em vez do carregamento global. Considerando-se que só o peso próprio é envolvido durante a construção faseada, verifica-se que com o carregamento global se obtém deslocamentos nos últimos pisos (piso 25) cerca de 2 vezes superior aos obtidos com faseamento e a meia altura (piso 15) cerca de 25% superiores.

3.5 INFLUÊNCIA DA TENSÃO INSTALADA

Nos tópicos anteriormente discutidos foi tomada como hipótese que todos os pisos teriam pilares de secção constante em altura, de modo a que o efeito do faseamento fosse mais evidente. No entanto, num caso real de um edifício alto normalmente esta condição não se verifica. Surgiu então de forma natural a necessidade de analisar quais as consequências que a variação da tensão média de compressão em altura poderia ter no efeito em estudo, mas também o nível de tensão instalado.

Os três casos a seguir apresentados são referentes a níveis de tensão bastante distintos sendo as especificações as de seguida apontadas. Utilizando o critério de dimensionamento anteriormente adotado, obtém-se o Caso A, ou seja, a tensão no 1º piso corresponde a $\sigma_c = 0.45 \cdot f_{ck}$. Os casos B e C são análogos ao anterior mas, em vez de ser o 1º piso o condicionante para a tensão instalada, passaram a ser o piso médio e o último piso, respetivamente. Com este propósito, foram obtidas as seguintes secções, constantes em altura.

- Caso A – 1º piso condicionante - Secção 1.00 x 1.00 m²;
- Caso B – 12º piso condicionante - Secção 0.75 x 0.75 m²;
- Caso C – 25º piso condicionante - Secção 0.20 x 0.20 m²;

Analisando os casos para uma hipótese de tensão constante ao longo do pilar, fixando o mesmo nível tensional em diferentes troços do pilar, não haverá distinção na solução de secções a adotar entre os casos, dado que a tensão fixada é a mesma para os diferentes casos, estando o resultado obtido representado na Figura 3.4.

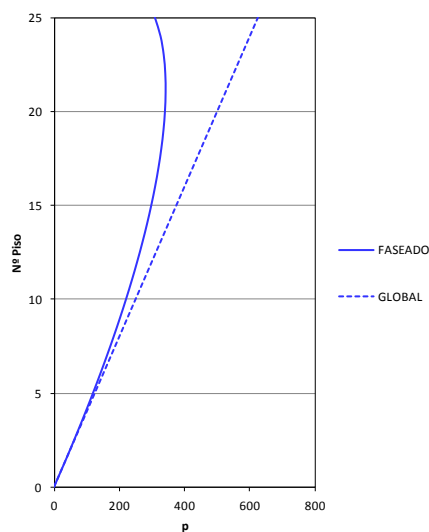


Figura 3.4 - Gráfico representativo da análise de tensão constante

No entanto, se se quiser analisar o efeito da variação da tensão em altura e se adotar uma secção constante, as secções adotadas variam entre os casos mencionados, existindo sobredimensionamento e subdimensionamento, consoante o caso em questão. Para o Caso A, ao adotar uma secção com base na tensão instalada no 1º piso, resultará um sobredimensionamento dos troços superiores, dado que o nível de carga nestes troços é inferior, logo a tensão instalada também o será. O caso oposto está associado ao Caso C, sendo que, ao dimensionar a secção constante em altura tendo em conta a carga instalada no último piso, dado que o nível de carga nos pisos inferiores é superiores, os troços inferiores encontrar-se-ão subdimensionados com tensões instaladas muito acima da fixada. O Caso B apresenta-se como caso intermédio, tendo os pisos acima de meia altura sobredimensionados e os abaixo subdimensionados.

De apontar que estes casos, na perspetiva de projeto, são completamente irreais. No entanto, para proceder não só a aferição da influência do nível de tensão instalado no pilar, mas também a sua variação em altura, optou-se por estudar estes casos extremos, estando os resultados dos deslocamentos verticais obtidos para os modelos de secção constante apresentados na Figura 3.5

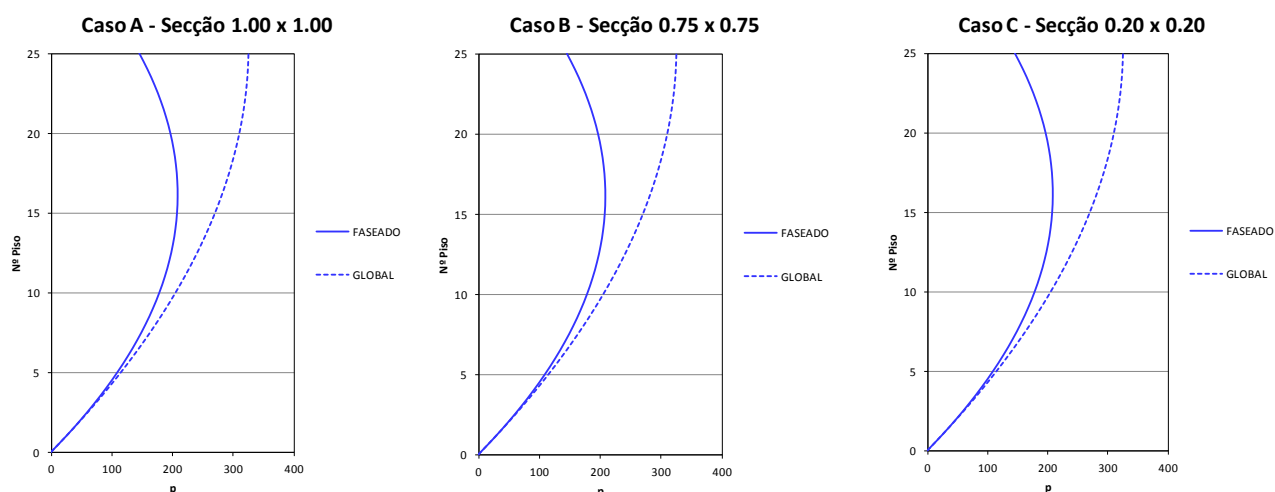


Figura 3.5 - Gráficos representativos da análise de secção constante

O valor dos deslocamentos verticais obtidos para cada um dos casos considerados é naturalmente diferente uma vez que estes deslocamentos são diretamente proporcionais ao nível de tensão de compressão instalado nos pilares. A variável de análise p envolvida no estudo, representada na equação 3.8., corresponde a uma normalização de deslocamentos. Desta forma, esta variável, ao estar normalizada em função da deformação axial, fica insensível ao nível de tensão instalada. Deste modo, os resultados expressos pela variável p , são iguais para os casos A, B e C, como se pode observar pelos gráficos representados na Figura 3.5. Concluiu-se que os desvios percentuais entre os deslocamentos obtidos com carregamento global e com carregamento faseado são independentes do nível de tensão instalado.

Pode-se então concluir que o efeito comparativo entre o carregamento faseado, para um pilar isolado, não depende das cargas aplicadas nem do nível de tensão instalado, no sentido em que a diferença entre os dois casos ronda sempre a mesma magnitude, independentemente da tensão instalada. É possível também admitir que o facto de ter tensão constante ao longo do pilar não faz diminuir o erro

cometido no carregamento global dado que a ordem de diferença percentual entre os resultados obtidos para os dois tipos de carregamento é idêntica.

De modo a analisar a influência da tensão constante nos deslocamento verticais de um pilar composto por diversos pisos foi utilizado um algoritmo onde a principal variável a introduzir seria o número de divisões a efetuar, isto é, de quantos em quantos pisos é que se pretende obter a mesma tensão. A título de exemplo, para um edifício de 25 pisos, considerando-se 25 divisões ter-se-á tensão constante em todos os pisos o que corresponde a um cenário em que se varia a secção do pilar em todos os pisos. Considerando-se no mesmo edifício somente 5 divisões, estará uma tensão instalada igual no 1º, 6º, 11º, 16º e 21º pisos o que corresponde a um cenário em que se varia a secção do pilar de 5 em 5 pisos.

Tendo em vista avaliar a influência da variação das secções dos pilares em altura, refletindo as situações normalmente adotadas em projeto, procedeu-se à comparação dos deslocamentos com carregamento global (GB) e faseado (FS) em três cenários:

- Secção constante em altura;
- Tensão constante em altura (variação dos pilares piso a piso);
- Tensão constante em 5 níveis (variação de secção dos pilares de 5 em 5 pisos);

Deste modo, obteve-se o gráfico apresentado na Figura 3.6, apresentando as diferenças entre os diversos cenários.

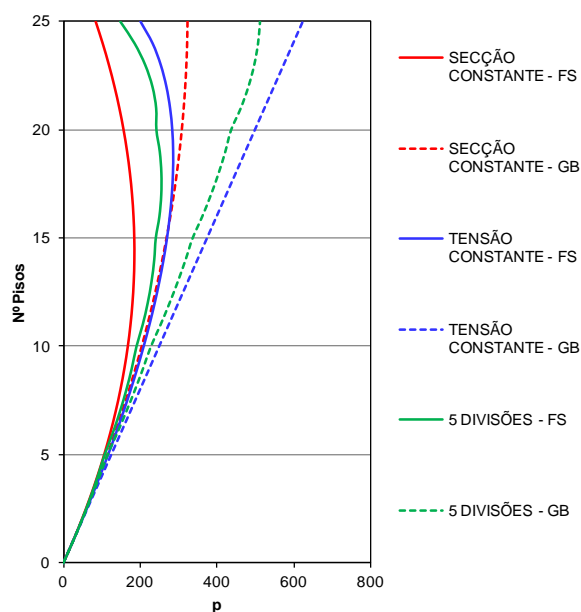


Figura 3.6 - Influência do número de alteração de secção

Em todos os casos analisados o 1º piso tinha a mesma secção sendo apenas adaptadas, ou seja reduzidas, as secções dos pisos superior, sendo essa a principal razão pela qual a variável p apresenta valores maiores para o caso de tensão constante, dado que as secções superiores são menores, apresentando níveis de tensão mais elevados que o caso de secção constante ao longo de todos os pisos.

As principais conclusões que se podem retirar são de que a aproximação da tensão constante num pilar não afeta o efeito do faseamento construtivo, num pilar isolado, dado que a diferença entre a curva de

deslocamentos do carregamento global, em termos percentuais, e do carregamento global se mantém aproximadamente constante.

3.6. INFLUÊNCIA DO DETALHE DO FASEAMENTO

Um dos aspetos que se achou que seria interessante explorar foi o detalhe com que se analisa o faseamento, ao correr um determinado modelo no programa de cálculo automático. Em termos de tempo de cálculo, há diferenças consideráveis entre considerar o faseamento construtivo de um edifício de 25 pisos com 25 fases ou apenas com 5 fases. Naturalmente os resultados não serão os mesmos procurando avaliar-se o impacto das fases consideradas na análise nos deslocamentos obtidos.

A diferença em termos de cálculo entre os dois casos de estudo é o número de estruturas intermédias que se tem de calcular de modo a obter os deslocamentos considerando o faseamento construtivo. Se o processo for dividido em cinco fases, então a sobreposição de efeitos terá em consideração cinco estruturas diferentes, nomeadamente de 5, 10, 15, 20 e 25 pisos. Caso se queira uma análise mais detalhada do efeito e optar-se por um processo de cálculo com 25 fases, este terá em conta 25 estruturas diferentes, sobrepondo os deslocamentos calculados. Consequentemente, o 2º caso mencionado requererá mais tempo de cálculo até apresentar os resultados obtidos. Apresenta-se na Figura 3.7, os resultados obtidos considerando-se estes dois cenários, com 5 e 25 fases, e ainda os resultados obtidos com carregamento global.

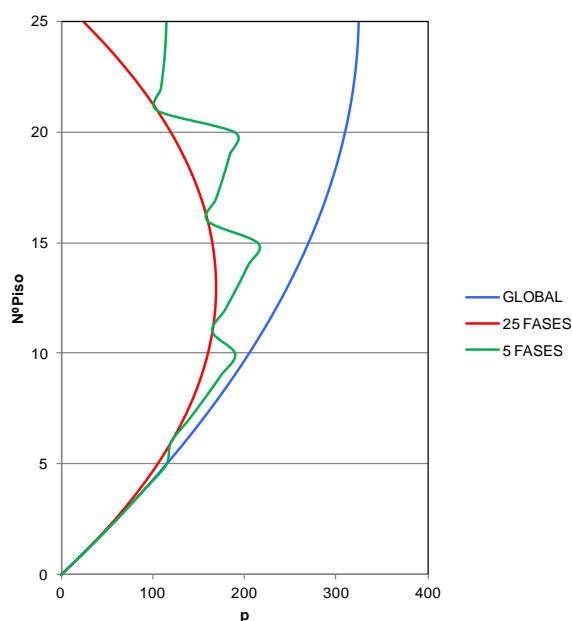


Figura 3.7 - Diferenças entre o número de fases consideradas no faseamento

Tal como seria de prever, o caso simulado com cinco fases encontra-se entre o caso de faseamento mais rigoroso (25 fases) e o de carregamento global (1 fase). De notar que os gráficos do caso com 25 fases e o de 5 fases, são coincidentes no piso imediatamente a seguir à divisão efetuada, isto é, dado que a estrutura foi dividida nos pisos 5, 10, 15, 20 e 25, os resultados obtidos são idênticos nos pisos 6, 11, 16 e 21.

Este resultado não é de todo estranho, dado o referido no início do presente capítulo relativamente às diferenças entre os efeitos do carregamento global e do faseado. Como foi apontado na página 28, o 1º piso não apresenta diferenças entre os dois tipos de carregamentos, sendo relativamente fácil de compreender que a estrutura apresente os mesmos resultados no 1º piso de uma determinada fase. Este facto pode ser relevante se o projetista pretender simular o faseamento de forma não muito detalhada, e quiser obter o menor erro possível. Será natural optar então por uma divisão mais detalhada nos pisos superiores, dado que é nestes que se verifica uma maior diferença de deslocamentos.

Outra aproximação passível de ser considerada, será unir os pontos referidos por troços lineares, obtendo assim uma simulação de faseamento construtivo bastante acertada, sendo que seria necessário que um dos pontos com o valor acertado fosse o do último piso.

3.7. COEFICIENTE DE RIGIDEZ AXIAL DE APROXIMAÇÃO CONSTANTE

Como foi referido no início deste capítulo, foi estabelecido com um dos objetivos do presente trabalho desenvolver um estudo tendo em vista reproduzir de forma simplificada os efeitos resultantes do faseamento construtivo. Foi delineada uma metodologia com base numa análise da estrutura com o carregamento global incorporando-se uma alteração da rigidez axial dos pilares de forma a atender-se, de forma aproximada, aos efeitos do faseamento. A metodologia assenta assim no fator de rigidez K que estabelece a relação entre a rigidez axial alterada dos pilares relativamente à sua rigidez axial elástica.

Pode referir-se que esta proposta apresenta como principal vantagem, a facilidade de implementação em situações de projeto. De facto, com a utilização de programas de cálculo correntemente utilizados em projeto é extremamente simples incluir este fator de rigidez K de uma forma direta no modelo de cálculo. Por outro lado, não será necessário proceder a análises prévias da estrutura para se calibrar este fator tornando a metodologia independente do carregamento.

Neste propósito, foram realizados vários estudos no sentido de se avaliar qual o valor do fator K a considerar, estudando a possibilidade de se adotar diferentes valores de K em altura. Procedeu-se a um primeiro estudo com base num pilar isolado de um edifício de 20 pisos, tendo sido feitas 5 divisões de secção.

Antes de tentar avaliar qual o fator de rigidez K que melhor traduziria o faseamento construtivo, foi analisada a forma como este afeta as curvas de deslocamento, de modo a reduzir-se o número de testes a realizar com diferentes valores para K .

Através do estudo apresentado no início do capítulo, é possível afirmar que a afetação da rigidez axial dos pilares só afeta os deslocamentos verticais do pilar do próprio piso e dos pisos superiores, isto é, como se trata de um processo acumulativo, as deformações axiais dos pilares inferiores não são afetadas. Consequentemente, a afetação da rigidez axial dos pilares dos pisos inferiores terá maior influência do que a afetação de rigidez axial dos pilares dos pisos superiores.

O efeito da afetação da rigidez axial pode ser observado de forma evidente no gráfico da Figura 3.8 no qual se apresenta a evolução dos deslocamentos verticais em altura de um pilar sujeito a um carregamento global em duas situações de rigidez: rigidez elástica ($K=1$) e com rigidez 5 vezes maior ($K=5$). Importa referir que a evolução dos deslocamentos é expressa pela variável adimensional p_i (Equação 3.9) que reflete diretamente estes deslocamentos. Como seria de esperar, os deslocamentos do pilar a rigidez axial alterada são inversamente proporcionais aos deslocamentos do pilar com uma rigidez elástica, neste caso resultando 1/5 dos deslocamentos elásticos.

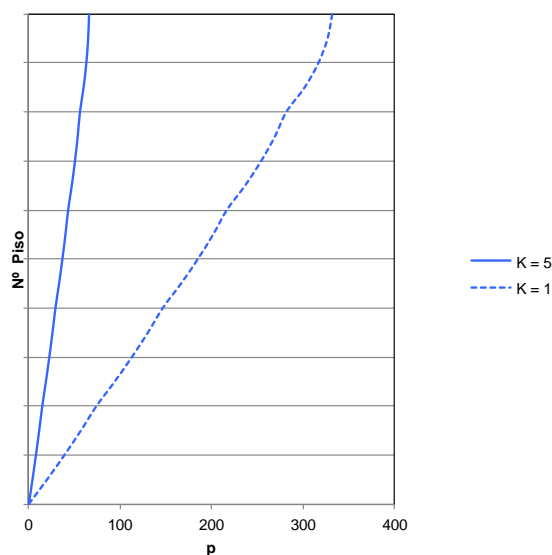


Figura 3.8 - Relação de deslocamentos verticais para diferentes coeficientes de rigidez axial

Na Figura 3.9 estão apresentados os gráficos de carregamentos faseado em comparação com os de carregamento global sem afetação e com afetação de rigidez axial. Importa referir que as curvas relativas ao comportamento faseado não são afetadas pelo coeficiente de rigidez. Há um claro aumento da inclinação da curva de deslocamentos verticais, isto é, verifica-se menores deslocamentos verticais devido à maior rigidez, comportamento que seria esperado sendo que, em último caso, se a rigidez for infinita, a reta torna-se vertical. Dada a curva relativa aos deslocamentos do carregamento faseado é possível concluir que, através de um coeficiente de rigidez axial constante em altura, não é possível aproximar de forma aceitável a curva do carregamento faseado. Consequentemente, foi necessário impor alguns critérios de partida de modo a obter a curva de deslocamentos de carregamento global com melhor aproximação à curva de carregamento faseado.

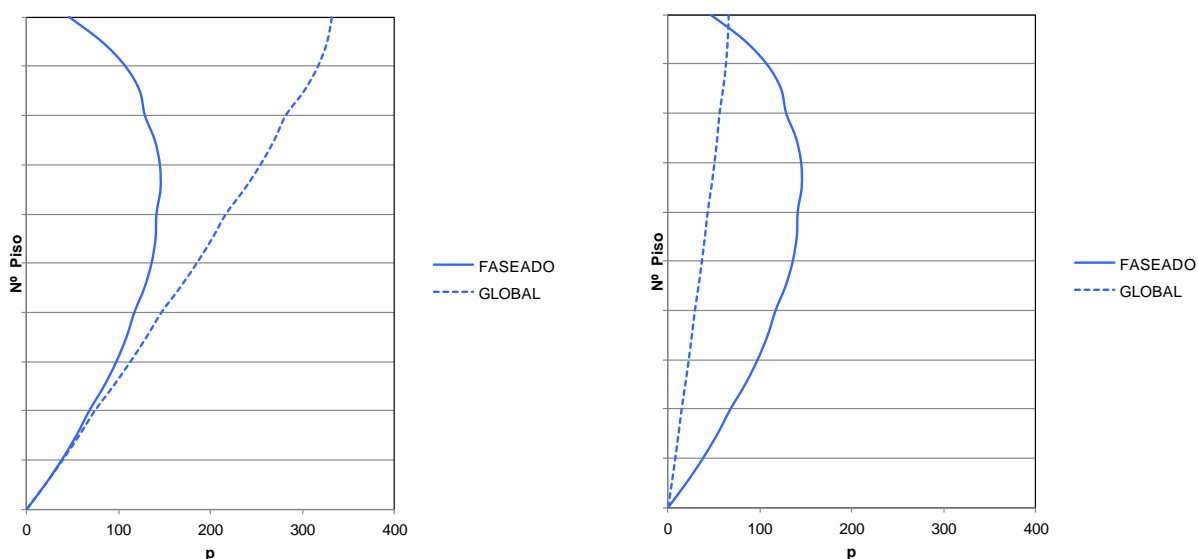


Figura 3.9 - Afetação da rigidez axial com um K constante em altura

A única hipótese de aproximação exata à curva representativa do carregamento faseado, seria afetar os pilares com um fator de rigidez variável em altura e que, nos pisos superiores, tomasse valores negativos. Apresenta-se de forma gráfica na Figura 3.10 esta hipótese de afetação de rigidez. É apresentada a comparação dos deslocamentos verticais obtidos com carregamento global e uma afetação de rigidez K variável em altura; com os deslocamentos obtidos com o carregamento faseado. Foram considerados os seguintes fatores de rigidez K :

- Piso 1 - 8: $K = 1$
- Piso 9 - 16: $K = 10$
- Piso 17 - 20: $K = -1$

Os fatores obtidos para a otimização são facilmente explicáveis. Nos pisos inferiores, dado que a curva apresenta erros muito baixos, não se aplicou qualquer fator. Nos pisos médios, zona onde a curva do carregamento faseado começa a inverter, simula-se uma reta praticamente vertical aplicando uma fator de rigidez elevado. Tendo a curva do carregamento faseado a forma aproximada de uma parábola, o fator a utilizar no pisos superiores é simétrico ao considerado para os pisos inferiores. Esta rigidez negativa traduz a recuperação de deslocamentos verticais resultante do faseamento construtivo.

Do ponto de vista formal o envolvimento de uma rigidez axial negativa não representa um problema. Efetivamente, é desta rigidez que resulta um alongamento do pilar quando sujeito a um carregamento de compressão. No entanto, do ponto de vista prático de projeto, esta consideração de rigidez negativa resulta numa dificuldade séria, uma vez que a generalidade dos programas de cálculo utilizados em projeto não permite considerar esta hipótese. Isto resulta do facto destes programas utilizarem métodos de resolução de sistemas de equações somente aplicáveis a sistemas com valores positivos na diagonal principal da matriz de rigidez.

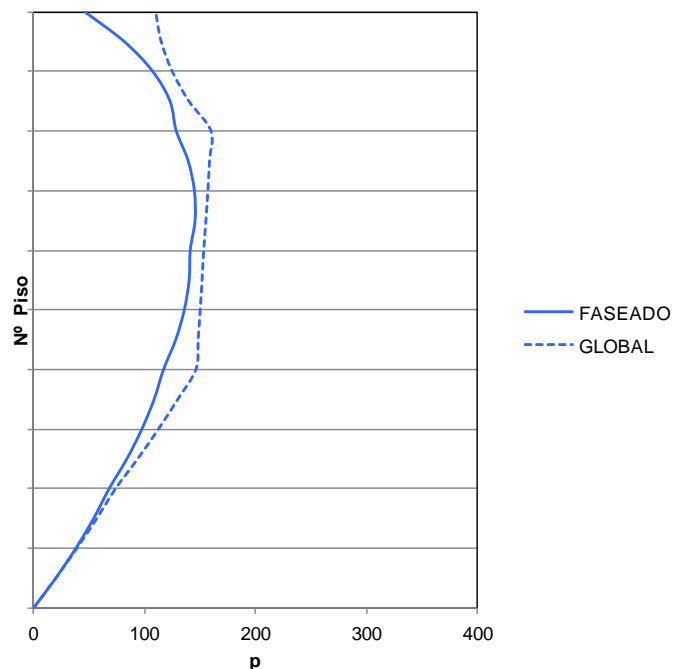


Figura 3.10 - Aproximação exata através da alteração da rigidez axial do pilar

Como tal, foi necessário determinar quais seriam os objetivos a atingir com a afetação do fator de rigidez, tendo já em conta que efeito poderia ter numa estrutura real. Foi tido em conta que afetar os pilares inferiores tem muito mais efeito do que afetar os pisos superiores e os erros mais substanciais se encontravam nos pisos superiores. Dado o comportamento para um carregamento global com afetação da rigidez axial, foi considerado um piso de referência, para além do último, de modo a obter um erro médio menor em toda a estrutura.

Para o caso de um edifício de 25 pisos, onde o 20º piso foi o piso de referência, foram definidos os seguintes critérios:

- Caso A – Erro do Piso 20 = 0%;
- Caso B – Erro do Piso 25 = 0%;
- Caso C – Módulo do Erro do Piso 20 = Módulo do Erro do Piso 25;
- Caso D – Erro Médio dos últimos 5 Pisos = 0%.

Estando os critérios definidos foram obtidos os seguintes coeficientes de rigidez axial a afetar em cada caso:

- Caso A – $K = 1.5$
- Caso B – $K = 2.15$
- Caso C – $K = 1.85$
- Caso D – $K = 1.75$

Os deslocamentos obtidos, para um edifício de 25 pisos, são os representados na Figura 3.11, sendo que os erros por piso, para cada caso, estão expostos na Tabela 3.1.

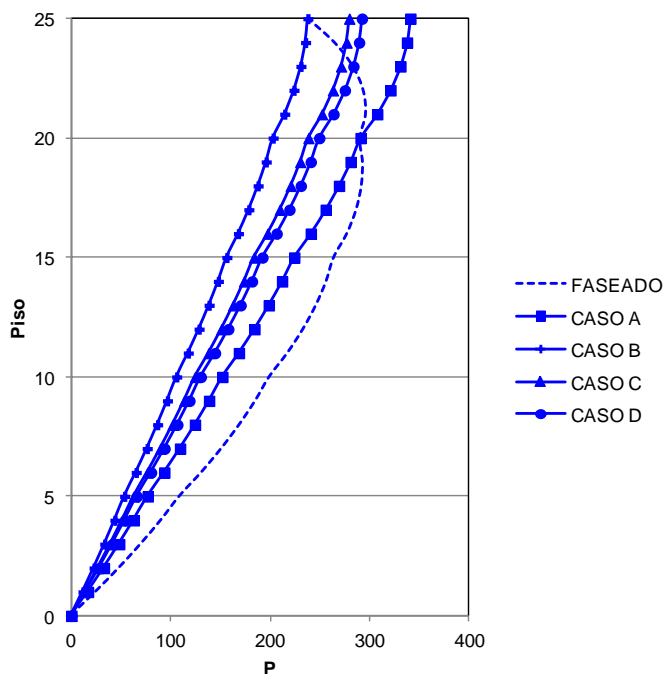


Figura 3.11 - Deslocamentos registados para os casos de análise considerados

Tabela 3.1 - Erros nos pisos para os casos de análise considerados

Piso	A	B	C	D
5	30%	51%	42%	40%
10	24%	47%	38%	35%
15	15%	41%	30%	27%
20	0%	30%	18%	14%
25	43%	0%	17%	22%

Os critérios foram adaptados para uma situação com um diferente número total de piso, n , tendo como parâmetro o n° do piso de referência e o n° total de pisos. Estabeleceu-se que o piso de referência, n_r , corresponderia a uma altura de $4/5$ da altura total sendo definido, para um edifício com um n° total de pisos n ;

$$n_r = n * \frac{4}{5} \quad (0.10)$$

Desta forma, os critérios podem ser então generalizados nos seguintes casos:

- Caso A – Erro do Piso $n_r = 0\%$
- Caso B – Erro do Piso $n = 0\%$
- Caso C – Módulo do Erro do Piso $n_r =$ Módulo do Erro do Piso n
- Caso D – Erro Médio dos últimos $(n-n_r)$ Pisos = 0%

Na Tabela 3.2, estão apresentados os coeficientes de rigidez axial K dos diversos casos mencionados, para estruturas com diferentes números de pisos.

Tabela 3.2 - Coeficientes K - constante em altura

n	A	B	C	D
15	1.45	2.0	1.7	1.7
20	1.45	2.1	1.8	1.7
25	1.5	2.1	1.85	1.75
30	1.5	2.2	1.85	1.75
35	1.5	2.2	1.85	1.8
40	1.5	2.25	1.9	1.8

Através dos resultados obtidos é possível concluir que, tendo em conta a afetação do coeficiente de rigidez, o valor do mesmo aumenta com o número de pisos mas esta variação não é muito significativa. A Tabela 3.3 apresenta o erro médio absoluto para os diversos casos considerados.

Tabela 3.3 - Erro médio absoluto para aproximação constante

PISOS	A	B	C	D
15	20%	35%	27%	27%
20	20%	38%	29%	29%
25	21%	39%	30%	27%
30	21%	40%	31%	28%
35	21%	40%	31%	27%
40	21%	41%	32%	29%

É interessante constatar que os erros são basicamente idênticos entre as diversas estruturas com diferente número de pisos.

Como se trata de uma análise simplificada, é natural que os erros apresentados não sejam desprezáveis. O resultado não seria o mesmo caso, em vez de aplicar um fator de rigidez constante, se aplicasse um fator de rigidez variável por piso. Esta metodologia certamente apresentaria erros muito inferiores, mas seria muito morosa, afastando-se do principal objetivo do trabalho que consiste em apresentar uma metodologia simplificada. Mesmo aplicando um factor por piso, sem aplicar um factor de rigidez negativo, os pisos superiores apresentariam sempre erros que não poderiam ser compensados. Em termos de dimensionamento, perceber-se-á, mais à frente neste trabalho, que os erros apresentados nos deslocamentos não se refletem da mesma forma no dimensionamento da estrutura.

De realçar que o caso B, que anula o erro no último piso (maior desvio) apresenta no entanto o maior erro médio absoluto. Este cenário, poderia aparentemente ser o mais interessante uma vez que anula o erro no piso com maior deslocamento, no entanto, quando comparado com os outros casos de hipótese, apresenta piores resultados com erros significativos nos pisos inferiores.

Relativamente aos diversos casos estudados, pode-se concluir que o arbítrio de um erro nulo no piso n_r de um determinado pilar é o que implica menor erro geral nos restantes deslocamentos do pilar.

3.8. COEFICIENTES DE RIGIDEZ AXIAL COM APROXIMAÇÃO BILINEAR

Tendo obtido erros substanciais nos diversos casos, foi posta a hipótese de fazer uma aproximação bilinear. Esta hipótese tem como base uma aproximação quase exata nos principais pisos condicionantes, ou seja, os inferiores, passando depois para um troço retilíneo praticamente vertical, correspondente a um fator de rigidez muito elevado. Nesta abordagem as principais variáveis seriam: em que piso fazer o ponto de quebra que dividiria os dois troços mencionados assim como o fator de rigidez a afetar o troço inicial.

Após terem sido realizados alguns testes foi assumido, como suposição inicial, que o ponto de quebra mencionado seria efetuado nos últimos cinco pisos da estrutura em causa, independentemente do número de pisos da mesma. Esta decisão foi tomada tendo em conta as naturais divisões de secção normalmente efetuadas durante o dimensionamento de uma estrutura. Caso o edifício em análise tenha um número elevado de pisos, será prudente alterar este critério passando, por exemplo, para os últimos dez pisos da estrutura. Restando apenas decidir qual o fator de rigidez que afetaria os restantes pisos,

os critérios adotados foram os mesmos dos considerados no caso de aproximação com um fator de rigidez constante.

Utilizando os mesmos critérios de controlo adotados no subcapítulo anterior, foram obtidos os seguintes coeficientes de rigidez axial a afetar antes do ponto de quebra para a rigidez axial muito elevada, para o caso de uma estrutura de 25 pisos:

- Caso A – $K = 1.5$;
- Caso B – $K = 1.8$;
- Caso C – $K = 1.65$;
- Caso D – $K = 1.6$.

Na Figura 3.12 está representada uma figura análoga à da Figura 3.11 apresentando os deslocamentos para os diversos casos de análise, numa estrutura com vinte e cinco pisos. Em todos os casos é bem visível o ponto de quebra nas curvas, ou seja, a partir do qual a rigidez axial dos pisos é muito elevado.

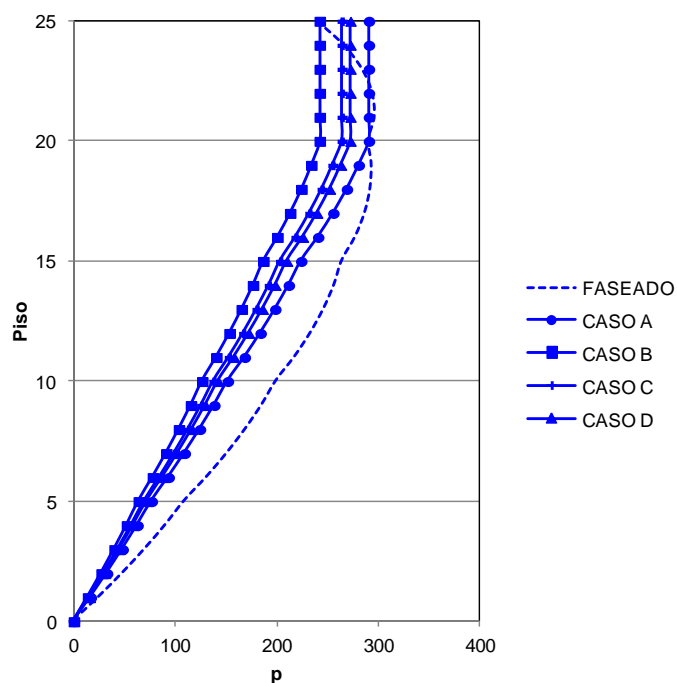


Figura 3.12 - Deslocamentos registados para os casos de análise considerados

Tabela 3.4 - Erros nos pisos para os casos de análise considerados

Piso	A	B	C	D
5	30%	41%	36%	34%
10	24%	36%	31%	29%
15	15%	29%	23%	20%
20	0%	16%	9%	6%
25	22%	0%	11%	14%

Tendo em conta os mesmos casos mencionados no tópico anterior os gráficos e os coeficientes obtidos estão apresentados na Tabela 3.5.

De notar que, para qualquer um dos casos admitidos, haverá sempre um erro que não é desprezável em determinados pisos. Cabe então fazer uma análise posterior de qual será o piso que terá menor influência no dimensionamento de uma estrutura real, objeto de estudo no seguinte capítulo.

Tabela 3.5 - Coeficientes K - aproximação bilinear

n	A	B	C	D
15	1.2	1.45	1.35	1.3
20	1.35	1.45	1.55	1.5
25	1.5	1.8	1.65	1.6
30	1.5	2.2	1.85	1.65
35	1.5	2	1.8	1.7
40	1.5	2	1.7	1.7

Tabela 3.6 - Erro médio absoluto - aproximação bilinear

n	A	B	C	D
15	8%	20%	13%	11%
20	13%	27%	20%	18%
25	18%	29%	23%	22%
30	19%	33%	26%	24%
35	20%	35%	28%	25%
40	20%	35%	28%	25%

No caso de aproximação bilinear, a proximidade de erros variando o número de pisos já não é tão evidente, mas vai tendendo para um valor constante à medida que se aumenta o número de pisos. Isto deve-se ao critério do ponto de quebra do gráfico ter sido fixado nos últimos cinco pisos. É então natural verificar-se que, numa estrutura com apenas quinze pisos, o efeito bilinear seja muito mais influente, contrariamente a estruturas com quarenta pisos, onde os últimos cinco pisos representam uma percentagem muito menor. O caso que apresenta melhores resultados é, novamente, o caso onde é imposto um erro nulo no piso n_r da estrutura.

Comparando os erros entre os dois métodos abordados é possível constatar que o método bilinear apresenta resultados mais satisfatórios, principalmente em estruturas com menor número de pisos, pelo mesmo motivo apresentado no parágrafo anterior.

Tendo em conta os estudos efetuados é possível concluir que o método que apresenta melhores resultados é o bilinear, sendo o caso A o critério que apresenta melhores resultados.

3.9. APROXIMAÇÃO POR VARIAÇÃO DE TEMPERATURA

Tendo em conta que nenhum dos métodos acima mencionados assegurava uma aproximação totalmente satisfatória ao efeito do faseamento construtivo na estrutura, optou-se por testar um método encontrado na pesquisa prévia efetuada que se baseia na deformação imposta dos pilares por variação de temperatura.

A principal desvantagem da aproximação por aumento da rigidez axial dos pilares, é não conseguir compensar os deslocamentos na parte superior da estrutura, isto é, aplicar a mencionada rigidez "negativa" de modo a conseguir uma boa aproximação para os pisos mais elevados. O método da variação de temperatura, já abordado por outros autores (Delgado *et al.*, 2004), permite efetuar a recuperação em qualquer piso.

A base deste método está em impor uma extensão ao pilar de modo a simular o nivelamento efetuado em obra, ou seja, impondo o carregamento imediato do peso próprio de cada piso numa estrutura que não tem acumuladas as deformações dos pisos inferiores. Dado que qualquer temperatura, negativa ou positiva, pode ser aplicada, esta metodologia consegue, em último caso, uma aproximação exata em termos de deformação de pilares, ao efeito do faseamento construtivo.

No entanto, como qualquer metodologia, esta também apresenta algumas desvantagens relevantes. Enquanto que a análise do faseamento construtivo através da afetação da rigidez axial pode ser efetuada de forma adimensional, dado que qualquer valor do coeficiente de rigidez afeta os deslocamentos verticais da mesma forma, independentemente do seu valor, a temperatura a aplicar em cada pilar depende da recuperação exata necessária para simular o efeito do fenómeno em análise. Consequentemente, implica um conhecimento prévio do estado de tensão dos pilares de modo a prever que temperatura aplicar, tornando cada caso mais singular e mais moroso de analisar. Independentemente da complexidade do processo a ser executado, foi desenvolvido um algoritmo que determina a variação de temperatura a aplicar, tendo por base o critério de dimensionamento de tensão constante em grupos de pilares, usualmente utilizado em projeto.

3.9.1 ALGORITMO DESENVOLVIDO

A base deste algoritmo foram as expressões apresentadas no início do presente capítulo relativas à estimação de deslocamentos dos dois tipos de carregamento, em especial a equação da recuperação da deformada, que se apresenta novamente na equação 3.11.

$$D_{ri} = \frac{N \cdot l}{E} * \sum_{j=1}^{i-1} \left(\frac{i-j}{A_{cj}} \right) \quad (0.11)$$

A partir da equação apresentada é possível perceber que a tensão de dimensionamento não é possível extrair de forma simplificada de dentro do somatório existente, dado que os troços do pilar de uma estrutura corrente não possuem todos a mesma secção. Consequentemente, o objetivo do algoritmo desenvolvido foi poder determinar o deslocamento de recuperação, tendo este como principal variável de entrada a tensão constante utilizada para o dimensionamento dos pilares. De mencionar que este deslocamento de recuperação, assim como a tensão considerada, só se refere ao peso próprio, isto é, a

carga que se considera para o faseamento construtivo. As restantes cargas não diferem do carregamento imediato portanto não foram consideradas para esta análise.

O algoritmo desenvolvido consiste na aplicação de uma determinada temperatura a um grupo de troços do pilar que possuam a mesma secção, isto é, o algoritmo não permite a aplicação de diferentes temperaturas para troços de pilar com a mesma secção. Foi tomada esta opção tendo também em conta a atitude normalmente adotada em projeto, ou seja, pretende-se que, ao efetuar o dimensionamento de um edifício, se tenha um método prático para simular o efeito do faseamento construtivo. A metodologia em análise já é detalhada, tendo que ser aplicada a cada grupo de pilares de forma diferente, sendo a aplicação de demasiados valores de temperatura uma hipótese a excluir.

Para a melhor compreensão de como se obteve o algoritmo, tomou-se como exemplo um pilar correspondente a um edifício de 20 pisos, dividido em grupos de 5 troços com a mesma secção, sendo que o 1º, 6º, 11º e 16º troços têm a mesma tensão instalada, σ_c .

Tendo em conta a equação 3.11, o deslocamento a recuperar para o 5º piso, ou seja 1ª fase, pode ser determinado pela expressão 3.12. Por simplificação, adotou-se que a relação entre a altura do troço de cada piso, l , e o módulo de elasticidade do material, E , seria representada pela constante c . Admitiu-se também que a carga devida ao peso próprio por piso, N , seria constante, apesar de isto não ser exato devido à variação da secção de pilares. No entanto considerou-se que o erro implícito não seria relevante para o caso em estudo.

$$D_{r5} = D_{r,fase\ 1} = \frac{(5 - 1) + (5 - 2) + (5 - 3) + (5 - 4) + (5 - 5)}{A_1} * c * N \quad (0.12)$$

Do mesmo modo é possível determinar o deslocamento de recuperação para a o 10º piso, ou seja, 2ª fase de construção. A adoção do termo fase, não significa que se tenha considerado que os 5 pisos se tenham construído de forma instantânea, sendo apenas um mero termo descritivo.

$$\begin{aligned} D_{r10} &= D_{r,fase\ 2} \\ &= \left(\frac{(10 - 1) + (10 - 2) + (10 - 3) + (10 - 4) + (10 - 5)}{A_1} \right. \\ &\quad \left. + \frac{(10 - 6) + (10 - 7) + (10 - 8) + (10 - 9) + (10 - 10)}{A_2} \right) \\ &\quad * c * N \end{aligned} \quad (0.13)$$

A equação 3.13 pode ser escrita de outra forma de modo a ser mais simples identificar a relação entre a fase a calcular e as variáveis e constantes a considerar para o seu cálculo.

$$D_{r, fase 2} = \left(\frac{2 * 5 * 5 - (1 + 2 + 3 + 4 + 5)}{A_1} + \frac{2 * 5 * 5 - (1 + 2 + 3 + 4 + 5 + 5 * 5)}{A_2} \right) * c * N \quad (0.14)$$

Através das expressões apresentadas é possível identificar um padrão entre a fase em questão, a área de cada fase e os números que são subtraídos. A mesma simplificação pode ser feita para a expressão 3.12. É então possível generalizar os deslocamentos verticais de recuperação, tendo em conta a fase em análise, pela expressão 3.15.

$$D_{r, fase i} = c * N * \sum_{j=1}^i \frac{i * q^2 - (\sum_{t=1}^q t + (j - 1) * q^2)}{A_j} \quad (0.15)$$

Sendo que as variáveis apresentadas correspondem as seguintes características:

- c - l/E ;
- N_i - Carga axial instalada por piso devido ao peso próprio;
- q - número de pisos por grupo;
- n - número total de pisos;
- A_j - Área de secção de cada grupo de pilares.

Observando a equação 3.14, apercebe-se que ainda se mantém o problema de áreas dentro do somatório. No entanto, dado o critério de tensão constante, é possível relacionar as áreas através da equação 3.16, surgindo como resultado a equação 3.17.

$$\frac{20 * N}{A_1} = \frac{15 * N}{A_2} = \frac{10 * N}{A_3} = \frac{5 * N}{A_4} = \sigma_c \quad (0.16)$$

$$A_i = \frac{(n - q * (i - 1)) * N}{\sigma_c} \quad (0.17)$$

Consequentemente é possível chegar à expressão final apresentada na equação 3.18, que tem como variável de entrada apenas a tensão condicionante, para determinar o deslocamento de recuperação entre o carregamento global e faseado. Deste modo é possível, numa fase inicial de dimensionamento de pilares, determinar o erro cometido ao não considerar o efeito do faseamento construtivo.

$$D_{r, fase\ i} = c * \sigma_c * \sum_{j=1}^i \frac{i * 1^2 - (\sum_{t=1}^q t + (j-1) * q^2)}{[n - q * (j-1)]} \quad (0.18)$$

A aplicação de temperatura para compensar este deslocamento é facilmente deduzível tendo em conta a expressão 3.19 e o facto de que uma variação de temperatura no determinado piso, também influencia os deslocamentos a recuperar nos pisos superiores.

$$D = \alpha * \Delta T * l \quad (0.19)$$

Na expressão 3.18 as variáveis apresentadas têm as seguintes designações:

- D - Deslocamento resultante da variação da temperatura;
- α - Coeficiente de dilatação térmica do material;
- ΔT - Variação térmica imposta;
- l - Comprimento do troço do pilar.

A variação de temperatura a aplicar nos troços de cada fase é então baseada na recuperação da própria fase, deduzida a recuperação já efetuada para a fase anterior, calculada através da equação 3.20,

$$\Delta T_i = \frac{D_{ri} - D_{r(i-1)}}{\alpha * q * L} \quad (0.20)$$

3.9.2 RESULTADOS OBTIDOS COM VARIAÇÃO DA TEMPERATURA

De modo a testar o algoritmo criado e a metodologia da variação de temperatura, foi considerado um pilar com 20 pisos de 3m cada, tendo sido criados grupos de 5 pisos e impondo uma tensão condicionante de 5MPa.

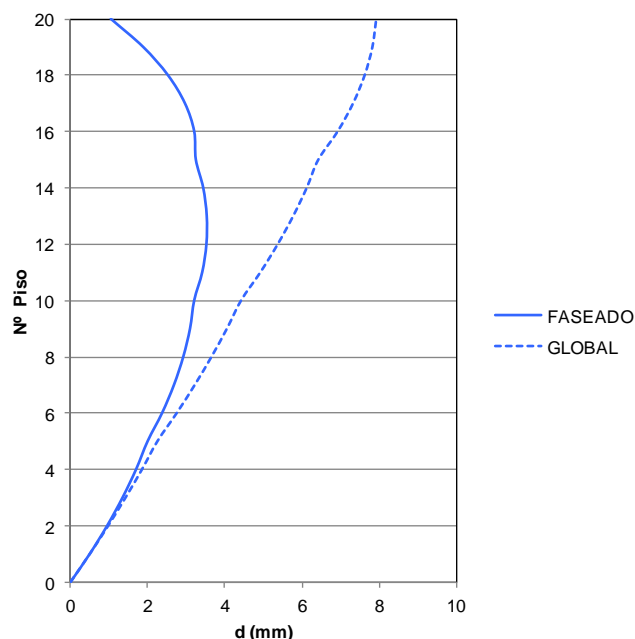


Figura 3.13 - Comparação entre carregamento faseado e global para o caso de estudo

Na Figura 3.13, estão representados os deslocamentos referentes ao carregamento global e ao carregamento faseado, sendo que os deslocamentos de recuperação calculados através do algoritmo estão representados na Tabela 3.7, assim como a que temperatura aplicar de modo a efetuar a recuperação pretendida (ΔT_{ap}).

Tabela 3.7 - Resultados obtidos com o algoritmo para o caso de estudo

FASE	d_{ri} (mm)	ΔT (°C)	ΔT_{ap} (°C)
1	0.292	1.67	1.5
2	1.410	6.39	6.0
3	3.694	13.06	13.0
4	8.021	24.72	24.5

Comparando a Tabela 3.7 com o gráfico apresentado na Figura 3.13 é possível conferir que os resultados obtidos para os deslocamentos de recuperação estão corretos. O passo seguinte foi testar a validade da metodologia da variação da temperatura, aplicando a variação obtida em cada grupo de troços do pilar em análise. As temperaturas aplicadas em cada fase, ΔT_{ap} , foram as expostas na última coluna da tabela. O arredondamento foi feito por défice de modo a ser feita uma subestimação do deslocamento recuperado, estando assim a efetuar uma análise em condições de segurança. Os resultados obtidos foram os apresentados na Figura 3.14.

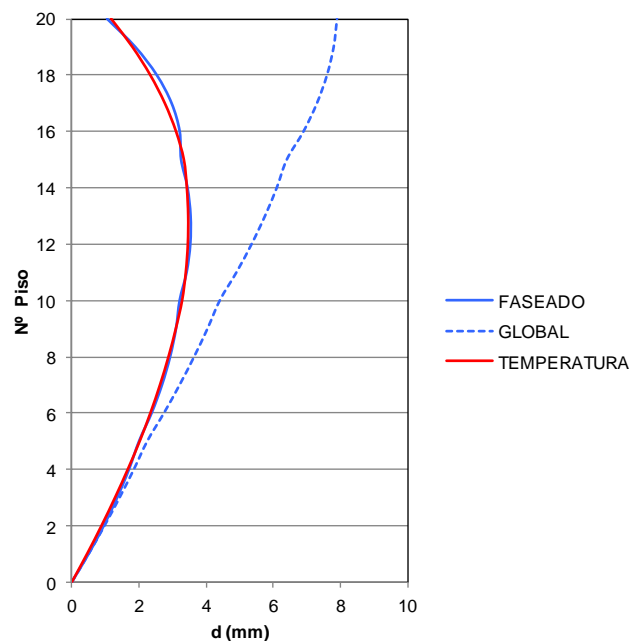


Figura 3.14 - Resultados obtidos para a variação de temperatura

Através da análise dos resultados apresentados, conclui-se que a aproximação é praticamente exata, sendo assim a melhor aproximação até agora obtida. A única falha a apontar é o facto de se poder estar a cometer um pequeno erro nos troços onde não foi fixado o deslocamento de recuperação, tanto por sobrestimação como por subestimação. No entanto é importante apontar que é esta metodologia varia de pilar para pilar, sendo necessária uma análise prévia de modo a calcular a tensão instalada no elemento. Em estruturas com pilares variados, possivelmente a carga de trabalho que esta metodologia acresce ao dimensionamento, não compensa as vantagens apresentadas, quando comparado com a abordada nos subcapítulos anteriores.

Consequentemente, nos capítulos seguintes testou-se apenas a validade da aproximação bilinear para o caso A, por se apresentar como mais prática de aplicar e de obter resultados aceitáveis. No entanto, caso não se verifique a validade da metodologia de afetação da rigidez axial por um coeficiente bilinear, será testada a aproximação por variação de temperatura para aferir a sua validade.

4

FASEAMENTO CONSTRUTIVO EM ESTRUTURA IDEALIZADA

4.1. INTRODUÇÃO

Analisando o faseamento construtivo numa estrutura porticada associada a um núcleo de rigidez, o enfoque do trabalho fixou-se no deslocamento vertical relativo entre pilares, tendo sido estudados também os esforços instalados na viga resultantes destes deslocamentos. Como na análise da estrutura idealizada não é possível recorrer às expressões de deslocamentos apresentadas no capítulo anterior, sendo necessário recorrer a programas de cálculo automático, optou-se por escolher um edifício com um número fixo de pisos para ser estudado com maior detalhe.

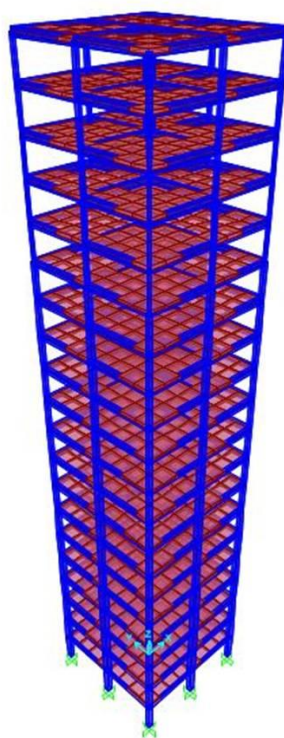


Figura 4.1 - Edifício de 20 pisos genérico analisado

Deste modo foi analisado um edifício de 20 pisos, apresentado na Figura 4.1 composto por uma planta retangular corrente, aferindo a validade da proposta apresentada no capítulo anterior. Foram consideradas três estruturas diferentes, correspondendo aos seguintes cenários distintos:

- Cenário A - Estrutura sem núcleo de rigidez;
- Cenário B - Estrutura com núcleo de rigidez central;
- Cenário C - Estrutura com núcleo de rigidez excêntrico.

O Cenário A corresponde a uma estrutura base comum a todos os casos, surgindo os outros dois cenários como modificações deste, de modo a ser inserida a contribuição do núcleo de rigidez na análise efetuada. Tendo estas hipóteses de base, será possível analisar e extrapolar, de forma ponderada, os resultados para vários tipos de estrutura reais.

4.2. PROGRAMAS DE CÁLCULO AUTOMÁTICO - CONSIDERAÇÃO DO FASEAMENTO CONSTRUTIVO

O programa de cálculo automático SAP2000 possui uma funcionalidade, não disponível em todas as licenças, que permite estudar o efeito do faseamento construtivo. Neste ponto será mencionado, de forma sucinta, o procedimento a adotar de modo a poder obter resultados para tal análise.

No menu “Define – Load Cases”, existe uma hipótese em “AnalysisType” referente a “NonlinearStagedConstruction”. A partir desta opção é possível definir quantas fases terá a construção, se é considerada imediata e que partes da estrutura e carga são incluídas em cada fase.

É possível adicionar nós, áreas ou barras separadamente mas o procedimento sugerido é que se crie previamente grupos com os elementos que se pretende incluir em cada fase e depois fazer a adição do referido grupo.

Em termos sucintos, o programa vai analisando estruturas diferentes consoante as diferentes fases, alterando a sua matriz de rigidez e os seus casos de carga.

Em termos de visualização de resultados é possível fazê-lo no final de todo o processo construtivo ou no final de cada fase determinada, sendo esta opção interessante para ver a evolução dos esforços na estrutura ao longo da sua construção.

Quando se analisa este efeito utilizando o Autodesk Robot StructuralAnalysis, o procedimento é bastante distinto e um pouco mais complexo.

Após ter todo a estrutura modelada é necessário fazer a seleção da estrutura relativa a cada fase, e associar as cargas corretas a cada fase, sendo necessário ter cuidado para não estar a afetar cargas a partes da estrutura referentes a fases anteriores. Ou seja, é necessário fazer a separação manualmente enquanto que no SAP2000 é o próprio programa que a faz.

No final é necessário fazer a acoplação de resultados, criando combinações referentes ao somatório das diferentes estruturas, aparecendo mais combinações e casos de carga.

4.3. EXPOSIÇÃO E ANÁLISE DO CENÁRIO A

4.3.1 EXPOSIÇÃO

A estrutura de base escolhida é composta por três pórticos numa direção (X) e três pórticos na direção perpendicular (Y). Cada pórtico tem dois vãos de 7m, tal como mostra a planta representada na Figura 4.2, que servem de suporte a uma laje, sendo que os pilares deste pórtico têm 3.5m de altura. O programa utilizado para estudar o efeito do faseamento construtivo foi o SAP2000 v16.

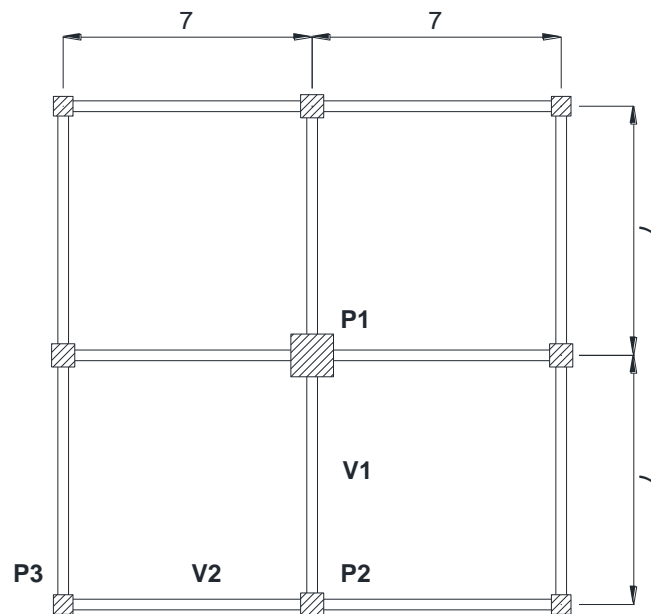


Figura 4.2 - Planta genérica de um piso do caso idealizado (m)

As cargas consideradas para esta estrutura foram, para além do peso próprio, uma sobrecarga de 3 kN/m² e restantes cargas permanentes com um valor idêntico de 3 kN/m², sendo que apenas o peso próprio foi introduzido no carregamento faseado. O betão utilizado para todos os casos idealizados foi um betão da classe de resistência C30/37, segundo o Eurocódigo 2. As lajes de cada piso são maciças com 25cm de espessura.

Na estrutura base apresentada na Figura 4.2, dada a sua geometria simétrica, é possível identificar três tipos de pilar distintos assinalados:

- Pilar central (P1);
- Pilar médio (P2);
- Pilar canto (P3).

Relativamente ao pré-dimensionamento dos pilares da estrutura em questão, foi utilizado um processo corrente tendo em conta a tensão instalada na combinação quase-permanente e na combinação rara, alterando a secção do pilar de cinco em cinco pisos. Tendo em conta o esforço axial instalado em cada uma destas combinações, foi imposta uma tensão máxima de $0.6 \cdot f_{ck}$ para a combinação rara e $0.45 \cdot f_{ck}$ para a combinação quase-permanente. Impostas estas condições, e admitindo que o pilar seria quadrado, obteve-se uma dimensão mínima para o pilar, sendo depois escolhida uma dimensão apropriada, representadas na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 - Dimensão adotada para os pilares da estrutura genérica

PISOS	PILAR		
	-	CANTO	MÉDIO
0-5	55	65	120
5-10	45	55	105
10-15	40	45	85
15-20	25	30	60

Nos cenários A e B considerou-se mais relevante registar os deslocamentos destes pontos, assim como os momentos gerados devido a estes. Todas as vigas presentes na estrutura possuem uma secção de 30x60cm, no entanto foi apenas analisado o comportamento de duas vigas distintas, representadas na Figura 4.2:

- Viga Central (V1) - Ligação entre pilares P1 e P2;
- Viga Periférica (V2) - Ligação entre pilares P2 e P3;

Sendo a estrutura duplamente simétrica, apenas se registou, em cada piso, os resultados relativos aos pontos P1, P2 e P3, apontados na Figura 4.2, dado que qualquer outro ponto da estrutura terá um comportamento idêntico a um dos mencionados.

4.3.2 ANÁLISE

A estrutura relativa ao Cenário A não possui qualquer tipo de núcleo de rigidez, tipologia que não é muito comum em projetos do quotidiano mas que, em termos académicos e de estudo do efeito do faseamento construtivo, é relevante analisar.

É neste primeiro cenário que se começa a interiorizar os efeitos do faseamento construtivo nas vigas da estrutura em análise. Os deslocamentos verticais absolutos dos pilares reproduzem a mesma parábola obtida no capítulo anterior e, consequentemente, os deslocamentos relativos entre estes, representados na Figura 4.3 e na Figura 4.4 também o fazem. As pequenas quebras nos gráficos são consequência direta do critério adotado para o dimensionamento dos pilares, verificando-se uma maior diferença de tensões entre os pisos onde há alteração de secção, que resulta numa diferença de deformação axial.

No entanto, dado a regra de dimensionamento adotada, é de realçar que a ordem de grandeza dos deslocamentos relativos é bastante menor do que o deslocamento absoluto dos pilares. Este facto é facilmente explicável dado que, se o critério de dimensionamento é limitado para a tensão e aplicado em grupos de cinco pilares, é natural que todos os pilares experienciem deslocamentos semelhantes.

Daqui se pode chegar a uma conclusão muito importante: tendo em conta que, se todos os pilares tiverem a mesma tensão vertical, o deslocamento vertical relativo entre os pilares será nulo, então o faseamento construtivo não tem qualquer efeito no dimensionamento das vigas.

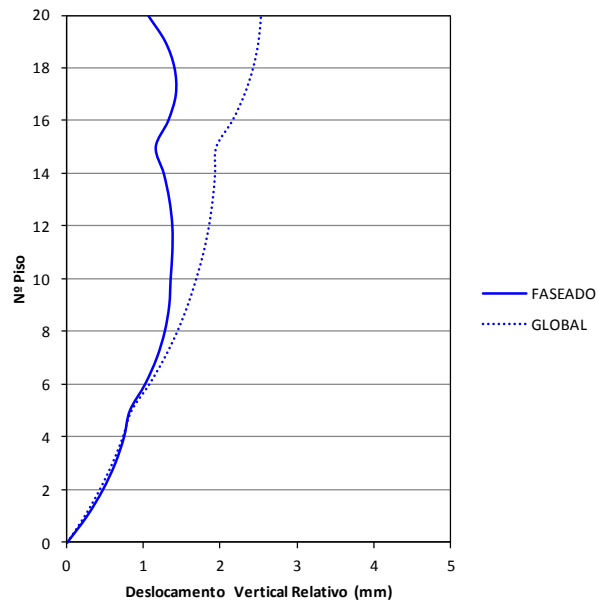


Figura 4.3 - Deslocamento vertical relativo verificado entre as extremidades da viga V1

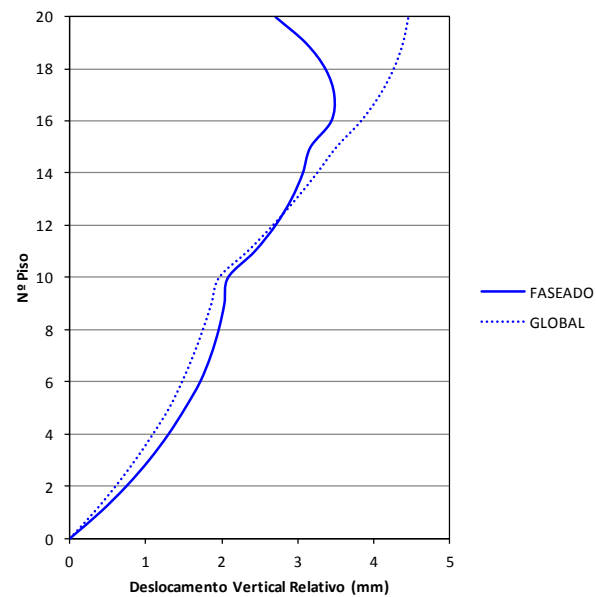


Figura 4.4 - Deslocamento vertical relativo verificado entre as extremidades da viga V2

Relativamente às diferenças entre o carregamento global e o faseado é possível constatar que, apesar de em termos de valores absolutos o deslocamento vertical relativo ser maior na viga V2, em termos percentuais a maior diferença verifica-se para a viga V1. No último piso é possível constatar que o carregamento global apresenta deslocamentos na ordem de 2 vezes maiores do que o carregamento faseado.

Nesta hipótese, o efeito do faseamento construtivo não é muito evidente dada a proximidade do nível de tensão entre os pilares como mostram os gráficos representados na Figura 4.6 e na Figura 4.7. Os momentos M1 e M3 são os da extremidade da viga enquanto que o M2 representa o momento registado a meio vão, estando apresentados na Figura 4.5, de modo a ser mais fácil perceber a sua localização.

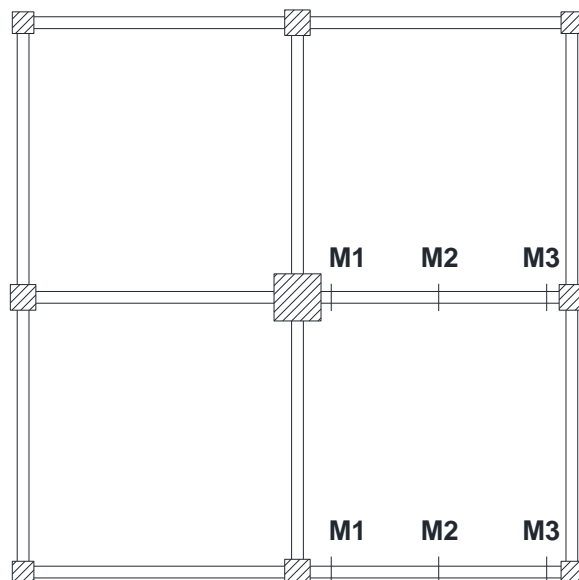


Figura 4.5 - Localização dos pontos onde foram registados os momentos

É interessante verificar que o faseamento construtivo apenas provoca uma transferência de momentos entre as extremidades das vigas, comportamento típico de uma viga bi-encastada quando imposto um deslocamento numa das suas extremidades. Consequentemente, o momento a meio vão (M2), tanto da viga V1 como da viga V2, é essencialmente o mesmo no carregamento global e no faseado.

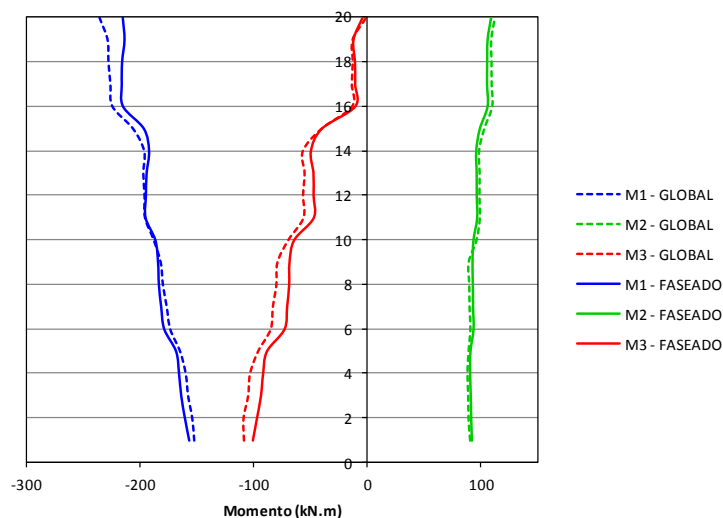


Figura 4.6 - Momentos instalados na viga V1 com os dois tipos de carregamento em análise

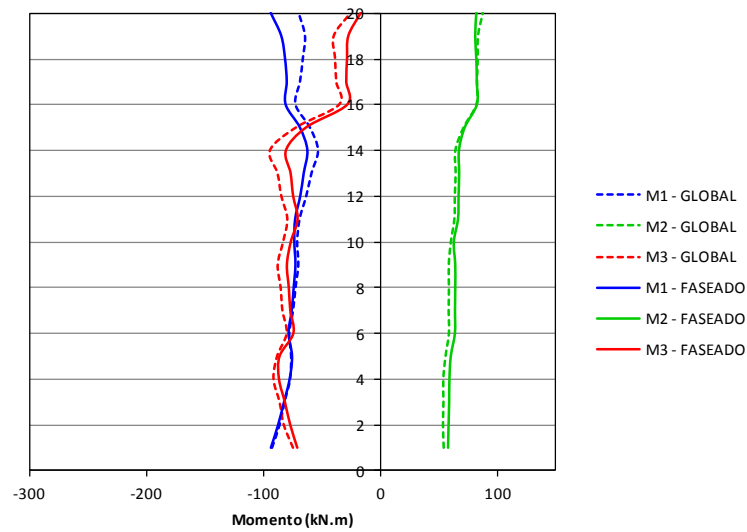


Figura 4.7 - Momentos instalados na viga V2 com os dois tipos de carregamento em análise

Da Figura 4.8 à Figura 4.11 são apresentados os resultados relativos ao modelo afetado pelo coeficiente de rigidez considerado como melhor proposta no capítulo anterior, ou seja, $K = 1.35$ nos primeiros quinze pisos e $K = \infty$ nos cinco pisos superiores.

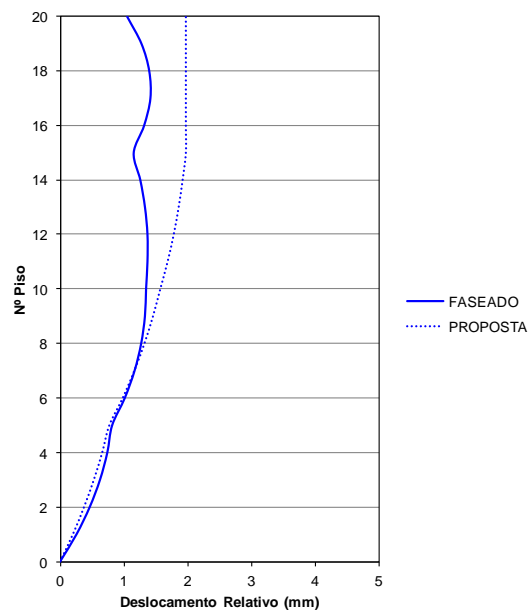


Figura 4.8 - Deslocamento relativo verificado na viga V1 após a afetação da proposta de coeficientes de rigidez axial

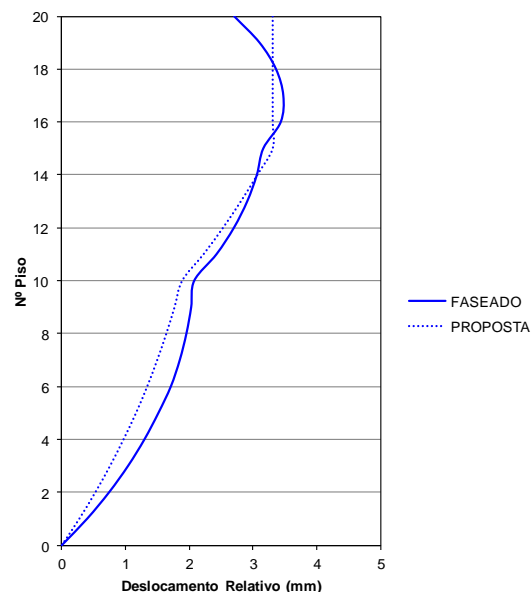


Figura 4.9 - Deslocamento relativo verificado na viga V2 após a afetação da proposta de coeficientes de rigidez axial

Tal como esperado, verifica-se uma quebra pronunciada no gráfico dos deslocamentos relativos, tal como se verificou no caso da deformação de um pilar. De notar que a viga V2 apresenta resultados mais semelhantes aos do capítulo anterior, não estando, de qualquer forma, os resultados da viga V1 afastados do esperado. De realçar novamente que a grandeza dos deslocamentos relativos registada é muito baixa, sendo que a diferença entre os resultados do carregamento faseado e os da proposta ronda o 1mm, num edifício com 70m de altura e com vãos de 7m.

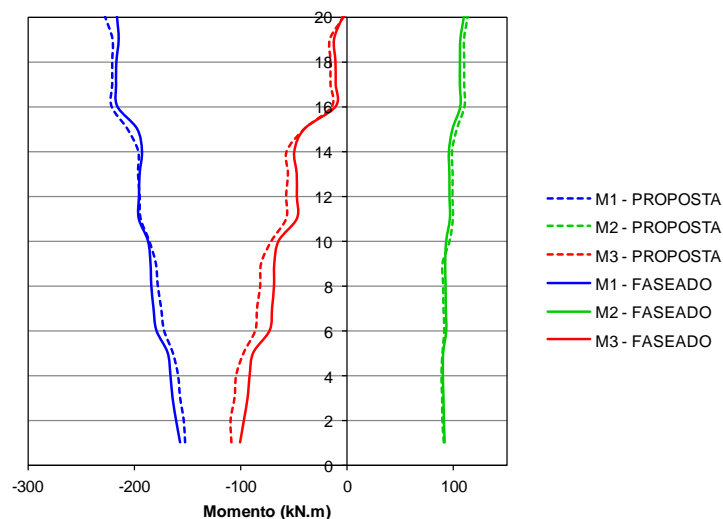


Figura 4.10 - Momentos instalados na viga V1 com os dois tipos de carregamento em análise, após a afetação da proposta de coeficientes de rigidez axial

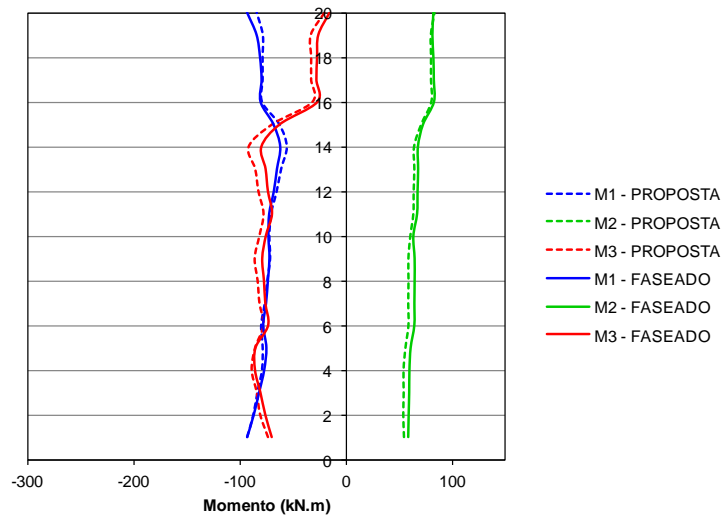


Figura 4.11 - Momentos instalados na viga V2 com os dois tipos de carregamento em análise, após a afetação da proposta de coeficientes de rigidez axial

Relativamente à viga V1 verifica-se uma aproximação entre os momentos das extremidades (M1 e M3) com o aumento do fator de rigidez, enquanto que, no caso da viga V2, o oposto ocorre, ou seja, há uma diferença cada vez maior com o aumento do fator de rigidez K .

É possível concluir que, analisando os momentos gerados nas vigas nos dois casos, a proposta efetuada apresenta bons resultados, sendo a aproximação quase exata. No entanto, esta hipótese foi considerada principalmente do ponto de vista académico, tendo já de partida um erro baixo associado, sendo os dois cenários de seguida apresentados os principais elementos teóricos de teste do presente trabalho.

Relativamente ao esforço axial dos pilares, o faseamento construtivo não tem grande influência, como se pode observar pelos gráficos quase coincidentes referentes aos pilares central, médio e de canto, representados na Figura 4.12. Na Figura 4.13, estão apresentados os resultados dos esforços axiais após correr o modelo com a combinação de fatores de rigidez proposta, obtendo uma aproximação quase exata.

Nos gráficos referentes ao esforço axial nos pilares, o resultado apresentado para o piso i é referente ao esforço axial registado na base do pilar que faz a ligação entre o piso i e o piso $i-1$. A título de exemplo, o resultado para o piso nº 6 corresponde ao esforço axial máximo do pilar entre o 5º e o 6º piso.

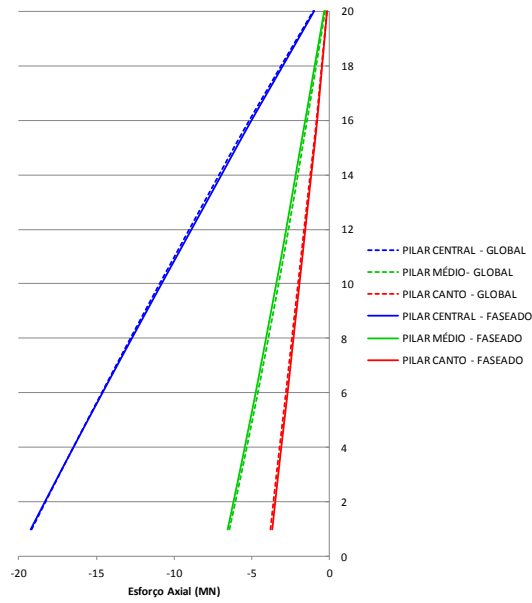


Figura 4.12 - Esforços axiais em diferentes pilares tendo em consideração os dois tipos de carregamento em análise

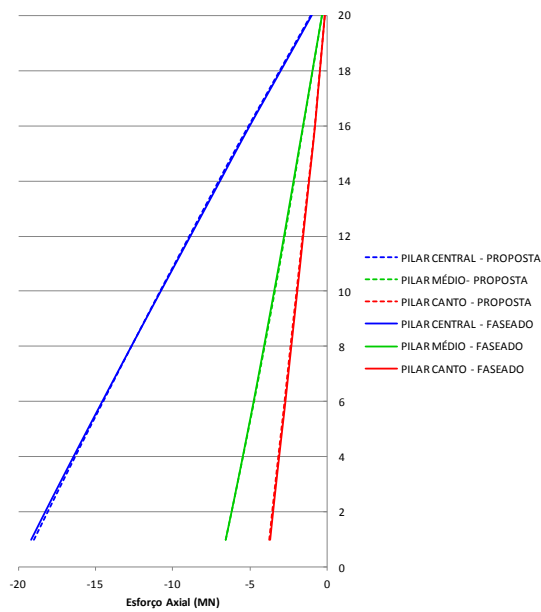


Figura 4.13 - Esforços axiais em diferentes pilares após a afetação de coeficientes de rigidez axial proposta

4.4. EXPOSIÇÃO E ANÁLISE DO CENÁRIO B

4.4.1 EXPOSIÇÃO

A principal diferença entre esta hipótese e a anterior é a existência de um núcleo central, com uma rigidez muito superior à de qualquer pilar já existente na estrutura. Este caso já é muito mais próximo da realidade, pois atualmente já não se recorre somente aos pilares para resistir não só às ações verticais a que está submetida a estrutura mas também às importantes ações do vento e sísmica. O núcleo surge então como o principal elemento de contraventamento para resistir às solicitações mencionadas, estando simbolicamente representado a preto na planta da Figura 4.14.

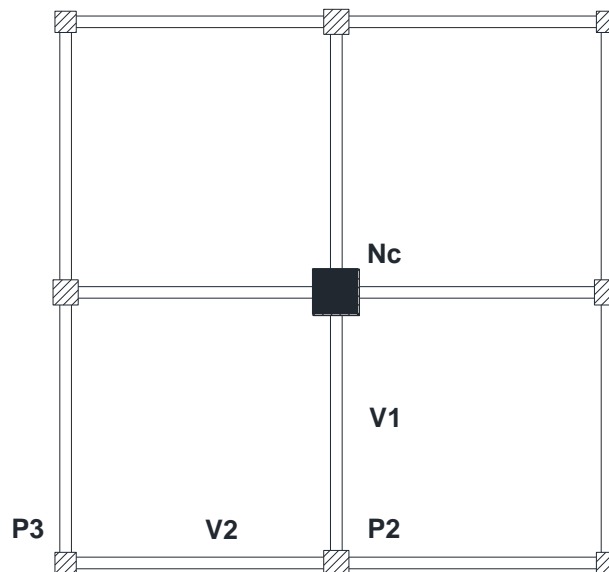


Figura 4.14 - Planta de um piso genérico da estrutura idealizada para o Cenário B

O núcleo é composto por uma secção quadrada delgada, com 3.5m de lado e 0.35m de espessura e foi modelado como um elemento de barra com a secção demonstrada na Figura 4.14, mas também poderia ter sido feito com elementos finitos. Foi tomada esta opção por ser mais fácil de modelar e de exigir menos tempo e processamento por parte do programa sendo, não obstante, uma aproximação mais que razoável.

De mencionar o facto de a modelação com um elemento de barra implicar uma ligação das vigas ao eixo do núcleo, o que não corresponde à realidade. A modelação mais realista implicaria um registo de momentos diferente dado que o vão da viga seria um pouco menor e a ligação da viga seria realizada com um elemento delgado. No entanto, dado que o âmbito do trabalho incide sobre a comparação entre o carregamento global e o faseado, este facto não influencia as conclusões obtidas. A principal diferença entre os tipos de carregamento está, tal como referido anteriormente, diretamente relacionado com os deslocamentos verticais relativos entre os pilares e o núcleo. Consequentemente, o principal objetivo do elemento que simule o núcleo é que tenha as mesmas características deste e que tenha o mesmo estado tensional vertical instalado, facto que se verifica com a modelação efetuada.

4.4.2 ANÁLISE

Tal como é possível ver pelos resultados apresentados nos gráficos da Figura 4.15, o efeito do faseamento construtivo é muito mais evidente neste caso dada a maior diferença de rigidez axial dos elementos verticais, o que provoca um maior deslocamento relativo entre os pilares e núcleo de rigidez e consequentemente, uma maior transferência de tensões. Consequentemente, os maiores deslocamentos relativos verificam-se na viga V1, que liga os pilares ao núcleo de rigidez, enquanto que na viga V2 os deslocamentos são quase desprezáveis, quando comparados com a viga anterior.

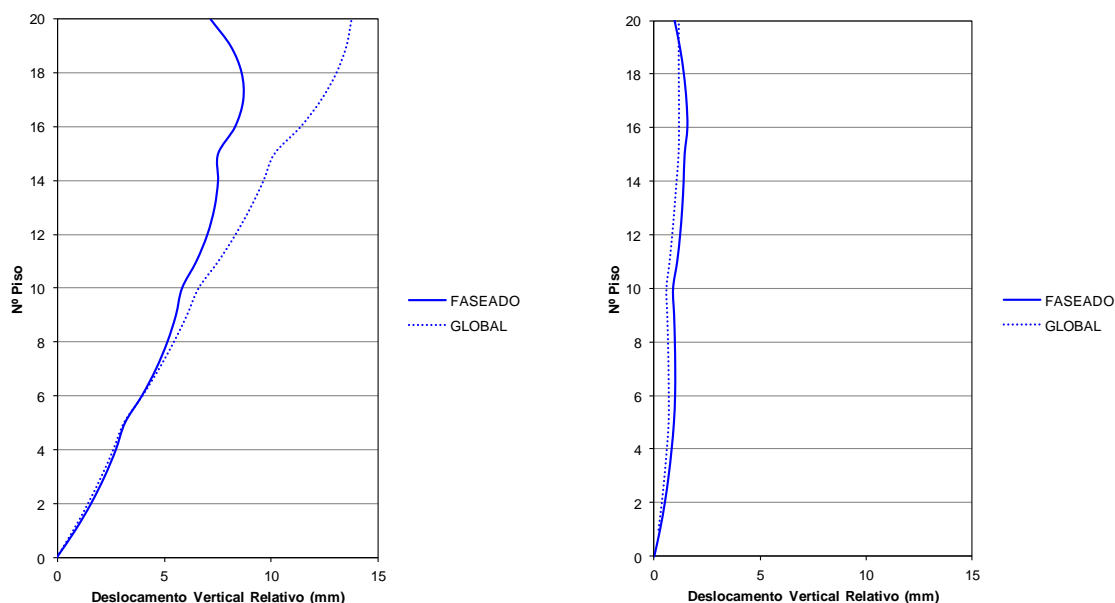


Figura 4.15 - Deslocamento relativo para viga V1, à esquerda, e viga V2, à direita

O efeito do faseamento construtivo nos momentos apresentados na Figura 4.16 e Figura 4.17, tanto da viga V1 como da V2, é análogo ao verificado nos deslocamentos absolutos dos pilares, isto é, um erro pequeno nos pisos inferiores mas erros significativos quando se refere aos pisos mais elevados. Tal como nos deslocamentos relativos, os erros dos momentos na viga V2 são muito menores quando comparados com os da viga V1.

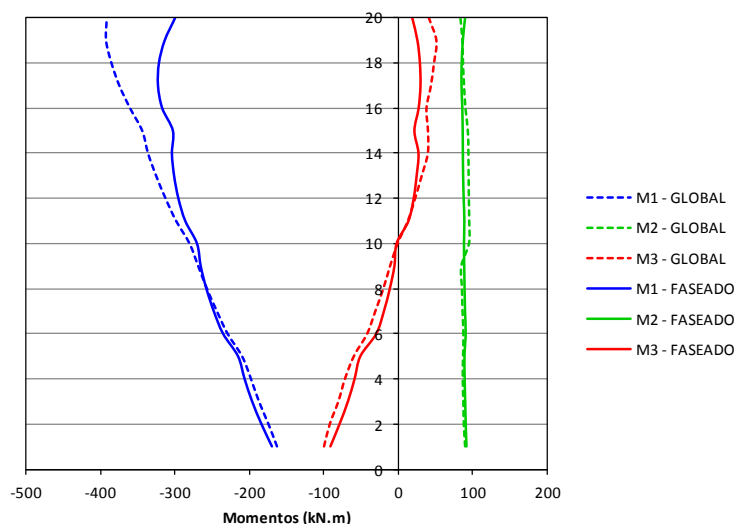


Figura 4.16 - Momentos instalados na viga V1

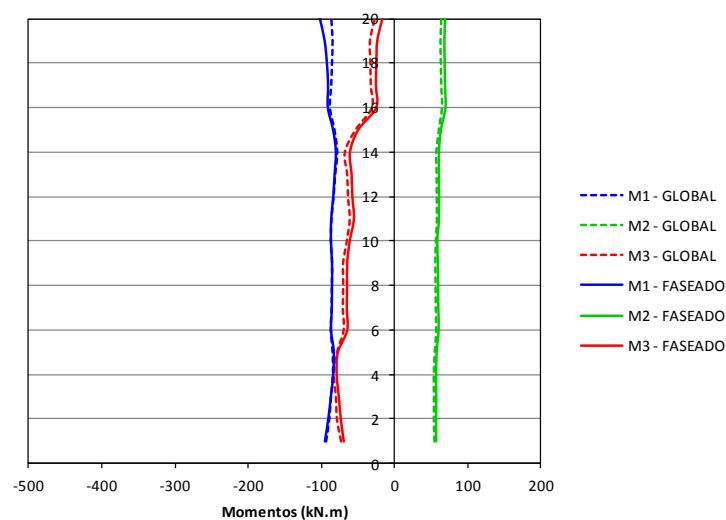


Figura 4.17 - Momentos instalados na viga V2

Após se ter afetado todos os elementos verticais com a combinação de fatores de rigidez proposta, verificou-se que o comportamento dos deslocamentos relativos, tal como se expõe no Cenário A, é muito similar à deformação axial absoluta de um pilar, o que sustenta bem a proposta apresentada. A principal evidência está representada na Figura 4.18, que representa os deslocamentos relativos das vigas em estudo, sendo que o principal teste estaria associado à viga V1. Nesta viga verifica-se bem a quebra no 15º piso, aproximando assim as duas curvas e diminuindo o erro nos pisos superiores. Relativamente ao caso da viga V2, a aproximação é quase exata.

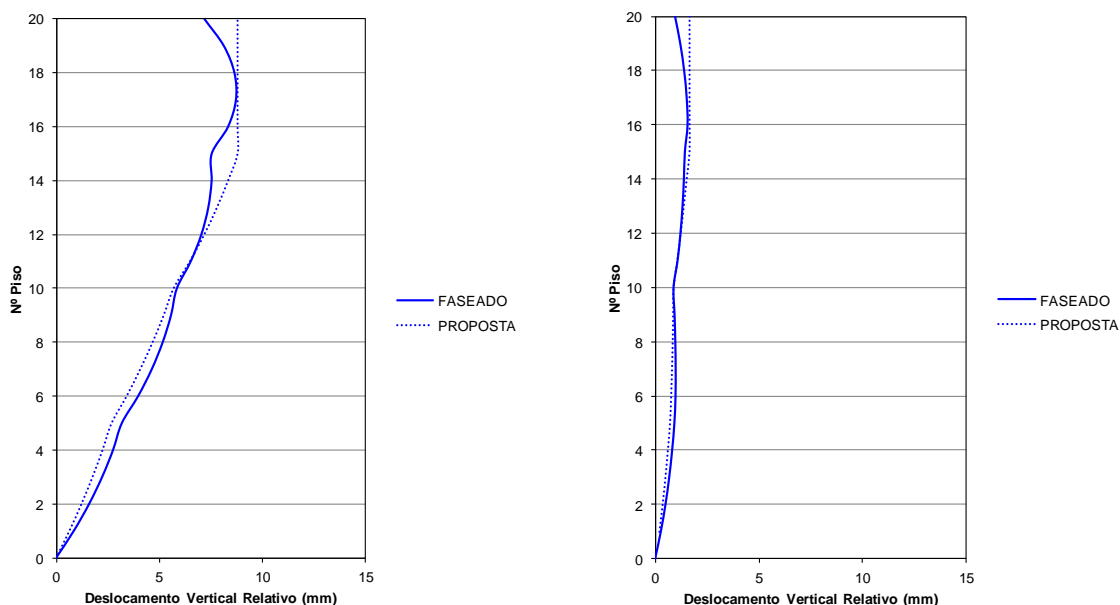


Figura 4.18 - Deslocamentos registados na viga V1 e V2 após a afetação da rigidez axial

Analisando os momentos nos diversos pisos da estrutura idealizada, apresentados na Figura 4.19 e Figura 4.20, é possível constatar que estes seguem o mesmo comportamento que os deslocamentos relativos, ou seja, verifica-se uma subestimação geral de momentos nos pisos inferiores e uma sobrestimação destes no pisos superiores, tal como previsto na análise das diversas hipóteses no Capítulo 3. Na viga V2 há uma subestimação de momentos mas a aproximação é, tal como nos deslocamentos, quase exata. No entanto a aproximação realizada é muito eficaz, dada a proximidade registada entres os casos global e faseado, sendo mais um caso onde a proposta efetuada se mantém válida.

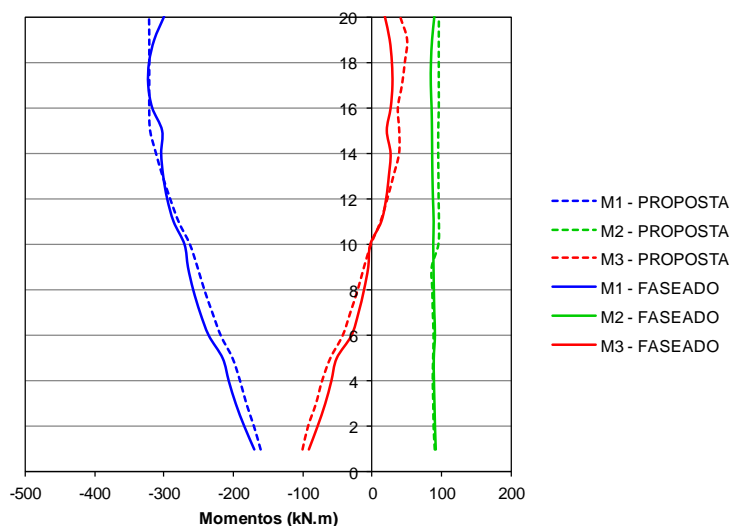


Figura 4.19 - Momentos instalados na viga V1 após a afetação da rigidez axial

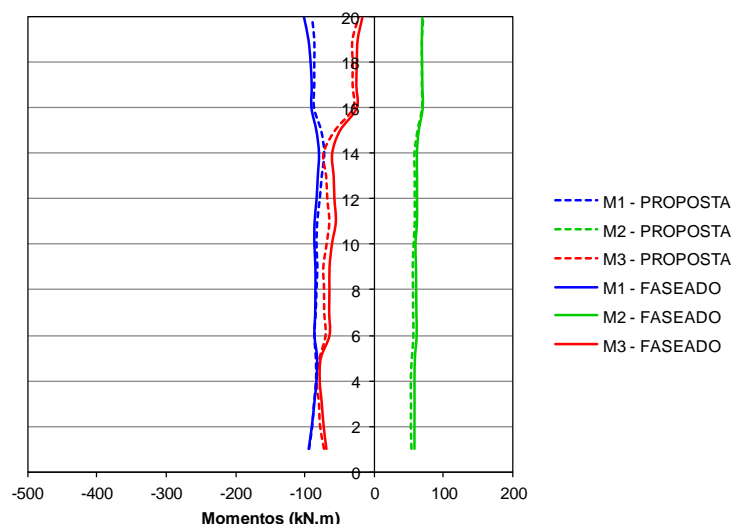


Figura 4.20- Momentos instalados na viga V2 após a afetação da rigidez axial

Outro facto que é importante constatar é a influência do faseamento construtivo no esforço axial dos pilares. Dado que é o coeficiente de rigidez axial que está a ser afetado, poder-se-ia afirmar que os esforços axiais seriam um dos parâmetros que registaria maiores diferenças após ser corrido o modelo com os fatores de rigidez propostos. No entanto, como é possível observar pela Figura 4.21, tal não se verifica, estando os esforços axiais muito próximos. A proposta deste trabalho altera um pouco os esforços, aproximando-os da realidade, estando sempre do lado da segurança pois um aumento de rigidez axial leva a um aumento de carga nos pilares.

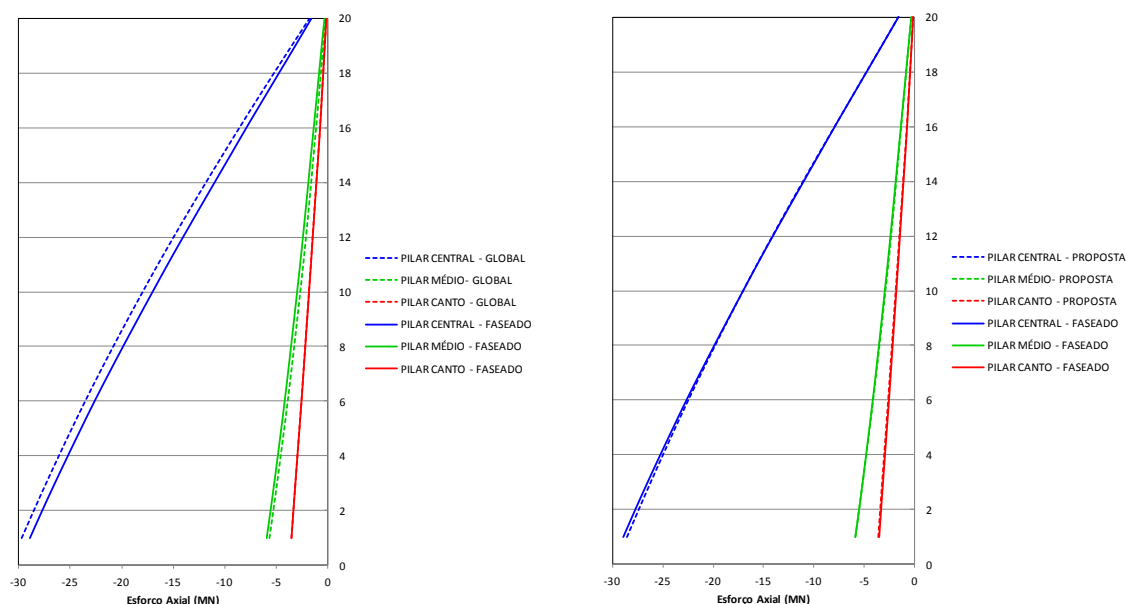


Figura 4.21 - Esforços instalados nos pilares no carregamento faseado e após a afetação da rigidez axial

4.5. EXPOSIÇÃO E ANÁLISE DO CENÁRIO C

4.5.1 EXPOSIÇÃO

O caso real do núcleo de rigidez excêntrico é muito frequente em projetos de edifícios essencialmente devido a requisitos arquitetónicos. Esta tipologia de contraventamento desencadeia diversos comportamentos na estrutura que não se verificavam nos dois casos anteriormente estudados. De modo a modelar o núcleo excêntrico recorreu-se novamente a elementos de barras com secções em I com 3.5m de alma, 2.5m de banzo e 0.30m de espessura, simulando assim uma caixa de elevador representada simbolicamente a preto na Figura 4.22. Esta secção foi atribuída a três pilares no mesmo alinhamento periférico.

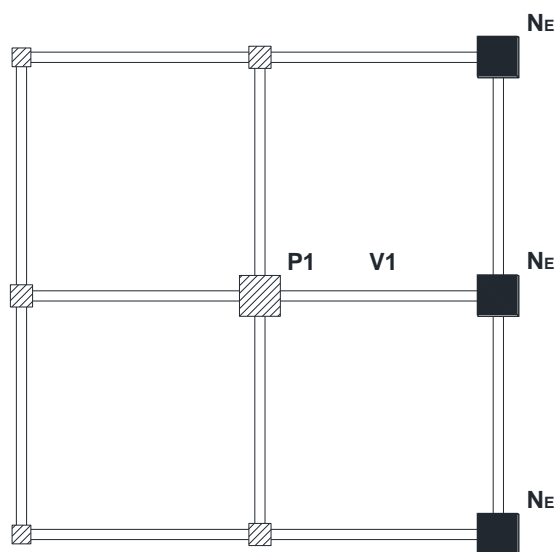


Figura 4.22 - Planta de um piso genérico da estrutura idealizada para a Hipótese C

Nos Cenários A e B, todas as cargas verticais provocavam um comportamento simétrico, sendo a redistribuição de tensões realizada da mesma forma. No caso atualmente em estudo, o facto de o núcleo ser muito mais rígido que o resto dos pilares, a deformação destes provoca uma deformada lateral na estrutura, podendo admitir-se, simplificadamente, que esta tem um comportamento de consola. Sendo este comportamento predominante na estrutura, os parâmetros de análise foram alterados tendo sido dado mais ênfase ao deslocamento horizontal dos diversos pisos, assim como aos momentos registados no núcleo excêntrico, que sofrerão mais alterações devido ao maior ou menor deslocamento horizontal. A Figura 4.23 representa a deformada da estrutura com carregamento imediato e com faseamento construtivo, na qual é possível identificar perfeitamente as diferenças entre os dois casos.

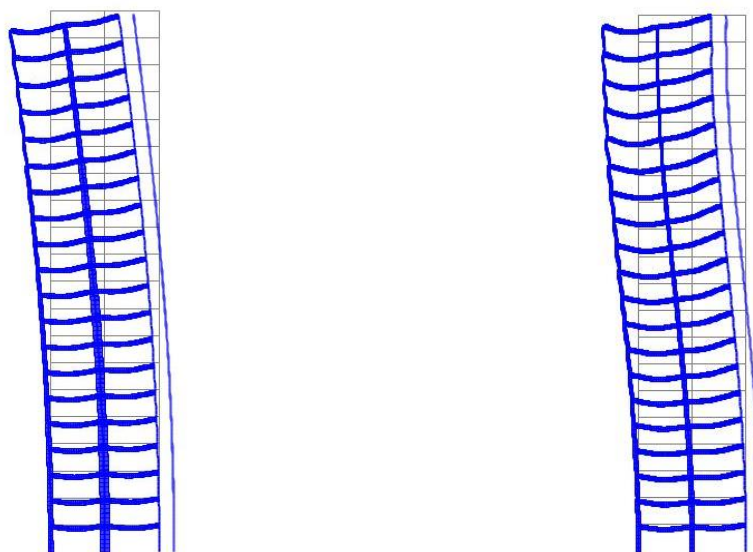


Figura 4.23 - Deformada da estrutura para carregamento global e carregamento faseado

4.5.2 ANÁLISE

É possível observar nos gráficos representados na Figura 4.24, que o deslocamento horizontal verificado no caso do faseamento construtivo é semelhante ao deslocamento vertical verificado no caso do pilar isolado, no sentido em que é descrita na mesma uma curva, apesar de não ser tão pronunciada. O deslocamento vertical registado é relativo ao ponto P1, ou seja, ao ponto da outra extremidade da viga ligada ao núcleo de rigidez sendo que o deslocamento horizontal é idêntico em qualquer ponto de um determinado piso, neste caso específico.

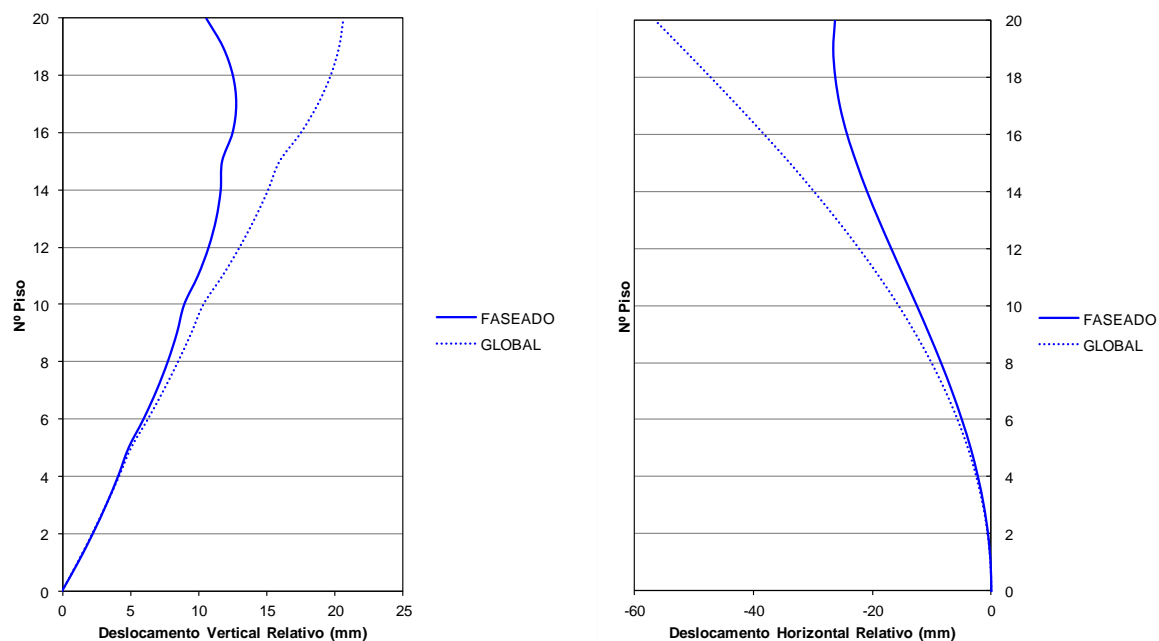


Figura 4.24 - Deslocamento relativo vertical e deslocamento absoluto horizontal registados

Consequentemente, há uma sobrestimação do deslocamento horizontal nos pisos superiores na estrutura o que, em primeira análise, poderá conduzir aos maiores momentos nos núcleos, registados na Figura 4.25, sendo estes os principais elementos resistentes a este tipo de deslocamento da estrutura. A viga em análise é agora a viga que liga o núcleo ao alinhamento médio da estrutura, demonstrando um comportamento similar ao da viga V1 do Cenário B, como se pode observar pela Figura 4.26.

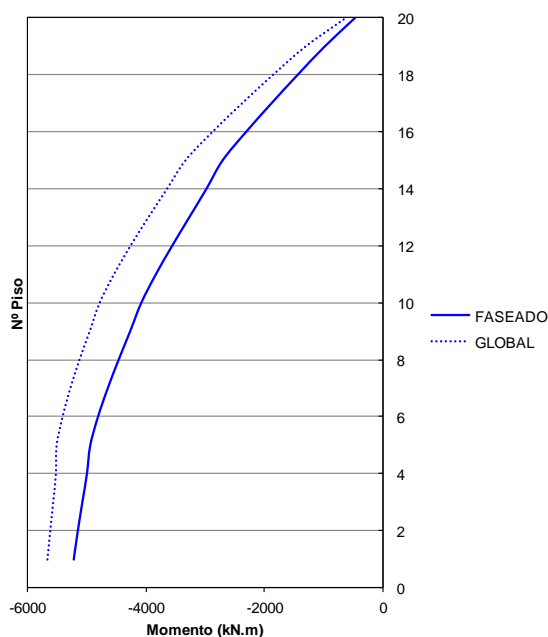


Figura 4.25 - Momentos instalados nos núcleos de rigidez

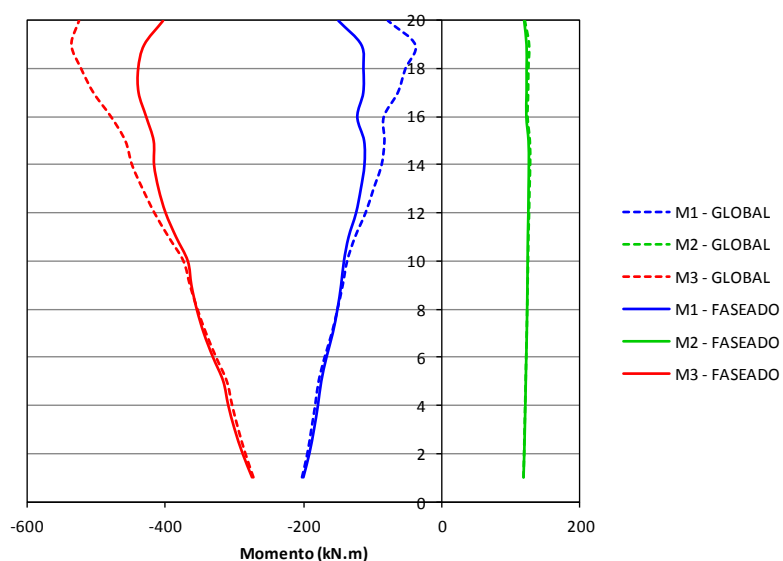


Figura 4.26 - Momentos instalados na viga de ligação ao núcleo de rigidez

Submetendo a estrutura porticada à mesma combinação de fatores de rigidez anteriormente testada, é possível observar na Figura 4.27, que continuam a afirmar-se como boas aproximações na análise do faseamento construtivo e no seu efeito no dimensionamento de estruturas, mesmo que os parâmetros de análise não sejam os mesmos dos cenários anteriores.

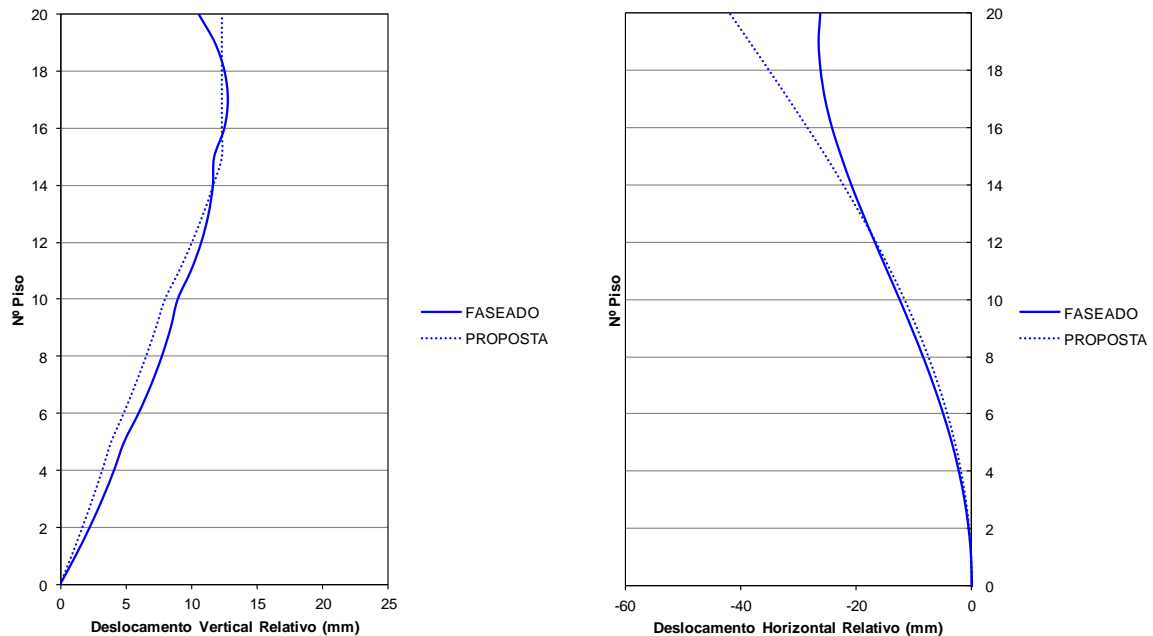


Figura 4.27 - Deslocamento relativo vertical e deslocamento absoluto horizontal registados após a afetação da rigidez axial

Os resultados obtidos para o deslocamento vertical são muito parecidos com os do Cenário B, verificando-se uma boa aproximação entre os dois tipos de carregamento, estando mais uma vez representada a quebra característica da aproximação bilinear. Na análise do deslocamento horizontal, a quebra já não é visível pois a rigidez infinita não impede deslocamentos horizontais, apenas os torna lineares, facto que é possível constatar através da recta que está representada a partir do 15º piso.

Relativamente aos momentos dos núcleos, representados na Figura 4.28, admite-se que a aproximação não é muito boa, existindo mesmo uma subestimação de momentos, o que não estaria em condições de segurança. A partir dos momentos instalados no núcleo após aplicar o fator de rigidez, foi possível chegar a uma conclusão muito relevante sobre a importância da consideração do faseamento construtivo nesta tipologia de edifícios.

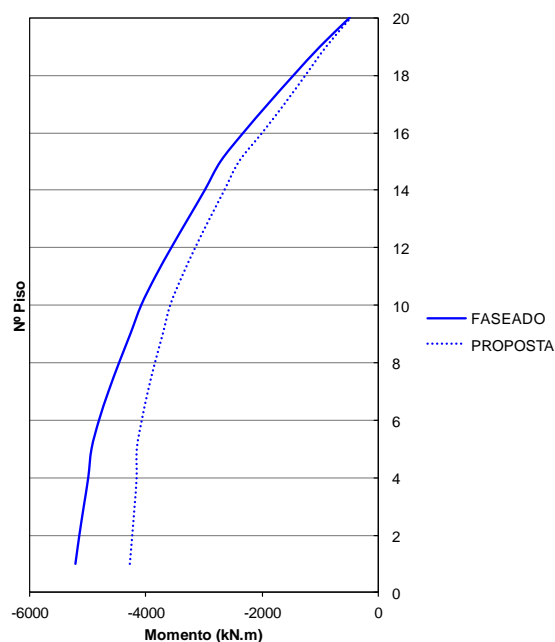


Figura 4.28 - Momentos instalados nos núcleos de rigidez

Apesar da deformada horizontal do edifício relativa ao faseamento construtivo aparentar ser típica de uma deformada de consola, se for analisada com o devido detalhe, poderá concluir-se que este facto não é correto. A deformada típica de uma consola, ou seja, a referente ao carregamento global possui sempre a mesma curvatura como é possível observar pelo gráfico representado na Figura 4.29. Comparando-a com a deformada obtida para o carregamento faseado, nota-se que nos pisos superiores há uma alteração de curvatura da deformada, como mostra a Figura 4.30, podendo ser interpretado como uma contrariedade ao comportamento de consola. Este fenómeno pode então ser separado em duas estruturas genéricas, representadas na Figura 4.31, de modo a tentar explicar o fenómeno em estudo.

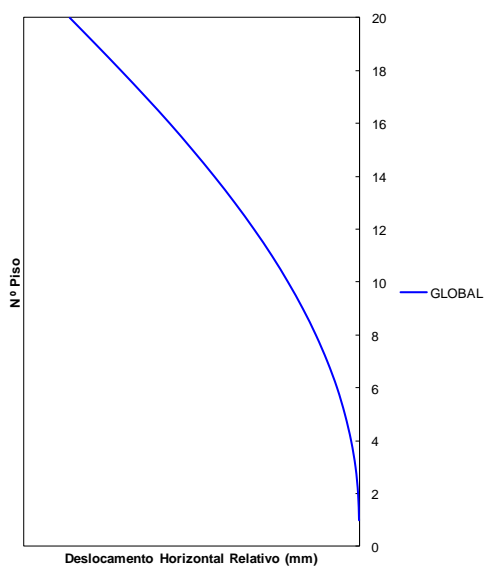


Figura 4.29 - Deformada horizontal típica de uma consola

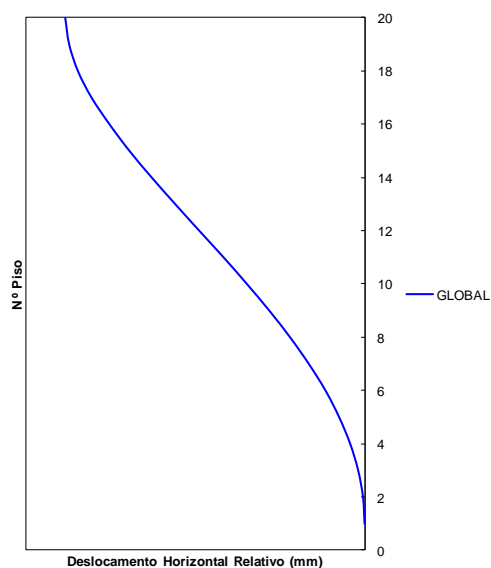


Figura 4.30 - Deformada horizontal para o carregamento faseado

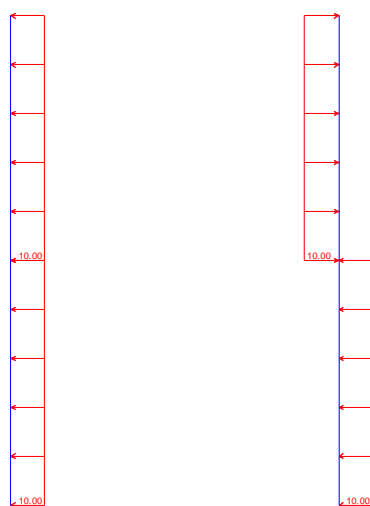


Figura 4.31 - Estruturas genéricas para demonstração de comportamento do núcleo excêntrico

A alteração da deformada na parte superior da estrutura surge como consequência da aplicação de uma carga no sentido oposto à do comportamento geral da deformada. No entanto para existir compatibilidade de deformação é necessário aplicar uma força de sentido oposto na base do núcleo. Esta força distribuída é que causa o aumento de momentos instalados no núcleo, sendo que a sua intensidade depende essencialmente da deformada exibida, sendo particular de cada caso.

Deste modo é possível concluir que os momentos instalados no núcleo não são previsíveis através do deslocamento horizontal resultante do comportamento de consola consequente do carregamento global. Como se pode observar pela Figura 4.27, a deformada obtida para o carregamento global apresenta maiores deslocamentos e, no entanto, os momentos instalados no núcleo para o carregamento faseado são maiores.

A conclusão que se retira desta análise é que o faseamento construtivo impõe uma deformada ao núcleo excêntrico que não é típica de uma consola, dada a alteração de curvatura verificada. Os momentos no núcleo com este tipo de carregamento poderão até, em alguns casos, ser maiores do que o carregamento global sem ser afetado por qualquer tipo de coeficiente de rigidez. Este facto é preocupante porque as cargas verticais entram em todas as combinações condicionantes para o dimensionamento dos núcleos, levando a um dimensionamento que não é efetuado em condições de segurança, por muito pequena que seja considerada a contribuição das cargas verticais.

Nos momentos da viga V1, apresentados na Figura 4.32, é possível observar uma boa aproximação no último piso e nos pisos iniciais, havendo uma pequena subestimação de momentos em alguns pisos superiores, facto que não invalida a proposta apresentada, dado o pequeno erro que acarreta.

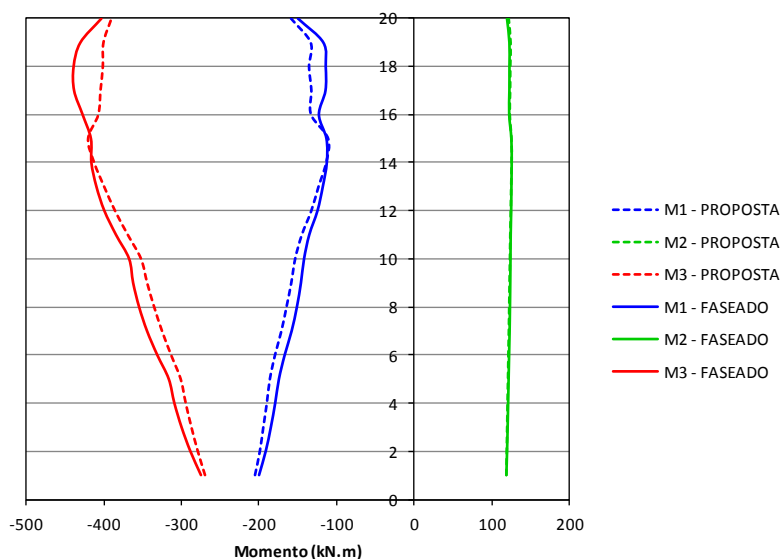


Figura 4.32 - Momentos registrados na viga ligada ao núcleo de rigidez

Esta hipótese não se diferencia dos outros relativamente ao esforço axial dos pilares, apresentando valores muito semelhantes quer entre o caso de carregamento global e faseado, quer após os pilares serem afetados pelo coeficiente de rigidez proposto, como demonstra a Figura 4.33

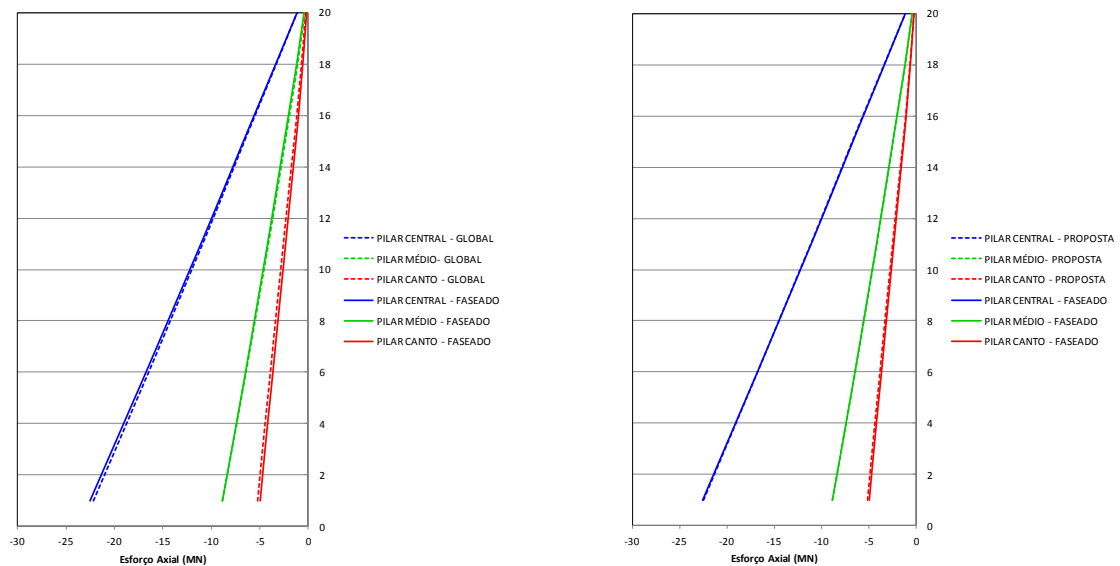


Figura 4.33 - Esforços instalados nos pilares no carregamento faseado e após a afetação da rigidez axial

4.5.3 COMPORTAMENTO SOBRE AÇÕES VERTICAIS

Este caso de análise é um bom exemplo para evidenciar o comportamento de consola de um determinado edifício, devido às ações verticais. Após análise detalhada e de testar a estrutura idealizada com vários fatores de rigidez para aferir o seu comportamento, foi possível concluir que a deformada de uma estrutura com um núcleo de rigidez excêntrico, devido ao seu peso próprio e outras cargas verticais, deve-se essencialmente a dois efeitos:

- Deformação axial relativa;
- Efeito de rigidez das vigas.

De seguida, detalhar-se-á cada um destes efeitos de modo a que este assunto não deixe dúvidas por esclarecer.

4.5.3.1 Deformação Axial Relativa

A existência de um núcleo de rigidez numa estrutura leva, inevitavelmente, a uma distribuição de tensões não uniforme pelos diversos elementos verticais da estrutura e, conseqüentemente, à existência de deslocamentos verticais relativos não desprezáveis entre os mesmos.

Sendo o núcleo o elemento mais rígido da estrutura, será o que apresentará menor deformação axial, sendo ainda mais evidente a deformação dos restantes pilares que contribuem para a rigidez vertical da estrutura. O facto destes deslocamentos relativos serem tão marcantes, leva à inclinação das lajes que compõem os diversos pisos da estrutura em análise, assim como os pilares que as suportam. É possível constatar que, devido ao diferente deslocamento relativo dos pilares, as forças de compressão dos mesmos não se encontram alinhadas nos diversos pisos. Como tal, surgem forças de desvio de modo a que o equilíbrio esteja assegurado, que atuam no núcleo como forças pontuais atuantes numa consola. Para evidenciar este comportamento foi adotada, no programa de cálculo automático, um ligação de rótula entre as vigas e o núcleo de rigidez da estrutura.

O faseamento construtivo tem um efeito atenuante sobre este fenómeno, dados os menores deslocamentos relativos que se verificam nos pilares mais elevados da estrutura. O efeito de tensão constante, atenua também este comportamento mencionado, dado que, em última análise, se todos os elementos estiverem submetidos à mesma tensão, então o deslocamento relativo entre estes será nulo.

4.5.3.2 Efeito da Deformação das Vigas

Este efeito tornou-se evidente quando a estrutura foi afetada por fator de rigidez axial de infinito, e a deformada resultante foi a apresentada na Figura 4.34.

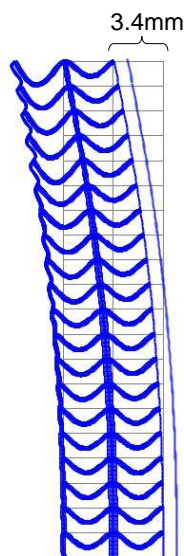


Figura 4.34 - Deformada da estrutura para ações verticais, adotando um coeficiente de rigidez axial próximo de infinito

Contrariamente ao expectável, a deformada não é totalmente vertical. Este comportamento deve-se à deformação das vigas devido às cargas verticais e à consequente rotação dos pilares às quais estão adjacentes. Atendendo às reações que surgem quando a um dos extremos de um pilar biencastado é imposta uma rotação, estas autoequilibram-se. Admitindo que a deformação das vigas é idêntica em todos os pisos da estrutura idealizada, é possível concluir que a deformada representada deve-se à diferença de rigidez dos pilares.

Enquanto que, como mencionado anteriormente, as forças que surgem nas extremidades do mesmo pilar autoequilibram-se, o mesmo não se verifica se, num mesmo nó, convergirem dois pilares com secções distintas. Novamente, surge uma força horizontal que equilibra as forças em questão, atuando de forma semelhante ao caso da Deformação Axial Relativa, ou seja, como forças pontuais numa consola. No caso de haver um núcleo central ou não existir qualquer núcleo este efeito não se verifica pois este fenómeno passar-se-á no alinhamento oposto, criando uma força exatamente igual à mencionada mas com sentido contrário, equilibrando o sistema.

O efeito de tensão constante é, nesta situação específica, agravante dado que, para que se verifique um fenómeno de tensão constante, é necessário que haja maior diversidade de secção de pilares, surgindo mais casos de desequilíbrio de forças. De salientar que a força mais relevante é proveniente do pilar mais afastado do núcleo de rigidez, pois é onde se verifica uma maior rotação da viga.

A partir destes dois efeitos estudados é possível concluir alguns aspetos. Num cenário em que a rigidez axial não é alterada, o efeito da deformação axial tem cerca de 7x o peso do efeito da deformação das vigas, dado que o deslocamento verificado com rigidez axial infinita foi de 3.4 mm e no caso em análise foi de 28.2mm. Um facto que merece também ser referido relativamente ao assunto em análise é que a alteração da rigidez axial dos pilares não afeta de qualquer forma, o efeito da deformação das vigas.

4.5.4 CONSIDERAÇÕES DE DIMENSIONAMENTO

Relativamente ao efeito do faseamento construtivo no dimensionamento dos diversos elementos é possível chegar a algumas conclusões.

Em estruturas simétricas, ou seja, estruturas simuladas pelos Cenários A e B, o principal efeito deste fenómeno incide sobre os deslocamentos impostos nos elementos de piso que provocam transferências não desprezáveis de momentos nas vigas. Dado que as deformações relativas diferem muito entre o carregamento global e o faseado, é um parâmetro que deve ser analisado com cuidado e com a que proposta apresentada se consegue obter resultados muito positivos na simulação do faseamento.

Em estruturas com núcleos excêntricos, há uma deformação lateral na estrutura induzida pelas deformações axiais relativas entre os pilares. Novamente, o efeito do faseamento neste caso não é desprezável dado que os deslocamentos horizontais da estrutura serão bastante distintos do caso de carregamento global. Apesar de ter um efeito similar aos outros casos nas vigas, o efeito do fenómeno em estudo não é tão direto como nos casos anteriores. A alteração de deslocamentos horizontais na estrutura, levará a diferenças de dimensionamento no núcleo excêntrico mas não de forma imediata, dado que os deslocamentos horizontais em causa vão ser menores do que os resultantes de ações horizontais, sendo estas últimas as combinações condicionantes para o dimensionamento dos núcleos em questão.

Os deslocamentos horizontais experienciados devido às cargas verticais não devem ser desprezados, devendo ser em conta para efeitos de 2º ordem, podendo ser analisados como uma imperfeição geométrica. Neste sentido, dado que os resultados obtidos com a combinação de fatores de rigidez proposta é boa, será possível concluir que a combinação bilinear de $K=1.35$ e $K=\infty$ ainda é válida, mesmo para edifícios com núcleo excêntrico.

Uma das principais conclusões deste trabalho é que, contrariamente ao esperado, o faseamento construtivo tem muito pouca influência no dimensionamento dos pilares. Através dos resultados apresentados nas três hipóteses estudadas, é possível concluir não só que a diferença entre os carregamentos faseado e global é muito baixa mas também que a proposta apresentada apresenta resultados em condições de segurança relativamente a este tópico. De realçar, no entanto, que este parâmetro registará maiores diferenças sob o efeito do faseamento construtivo quanto mais próximo estiverem os pilares do núcleo de rigidez.

Sendo que as combinações das ações horizontais também incluem as ações verticais é possível que, ao desprezar o efeito do faseamento construtivo, se esteja a efetuar um cálculo com ações com intensidade menor à real, algo que não é admissível no dimensionamento de qualquer estrutura. Como tanto a curva para o coeficiente de rigidez axial ótimo, como a aproximação da temperatura não conseguiram simular este fenómeno originado pelo faseamento construtivo conclui-se assim que nenhuma das análises oferece uma abordagem em condições de segurança.

4.6 PROPOSTA COM VARIAÇÃO DA TEMPERATURA

Tal como mencionado no final do Capítulo 3, a principal proposta deste trabalho é a aproximação ao faseamento construtivo com a alteração da rigidez axial dos pilares através de uma relação bilinear de coeficientes. No entanto, como esta proposta não mostrou ser eficaz relativamente à aproximação aos momentos instalados nos núcleos, decidiu-se testar a metodologia baseada na aplicação de uma variação de temperatura, também já abordada no capítulo anterior.

De modo a aplicar esta proposta foi necessário primeiro calcular os esforços instalados nos pilares devido ao peso próprio nos pilares para se estimar uma tensão condicionante para que fosse possível calcular os deslocamentos relativos à recuperação a efetuar e, consequentemente, a variação de temperatura a aplicar. Para o caso do núcleo de rigidez, o algoritmo foi modificado de modo a que fosse considerada uma secção constante em toda a altura do edifício. Foi então feita a divisão nos grupos de pilares apontados na Figura 4.35.

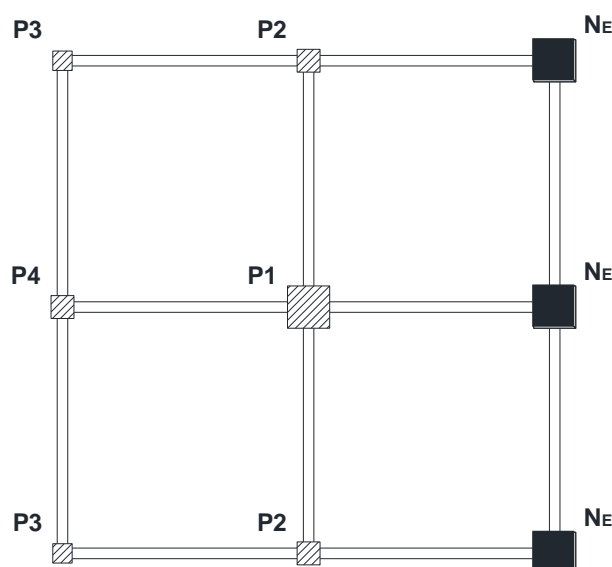


Figura 4.35 - Designação de pilares para aplicação da metodologia baseada na variação de temperatura

A tensão condicionante foi calculada tendo em conta o esforço axial registado no pilar do 1º piso e a área desse mesmo pilar. Aplicando o algoritmo exposto no capítulo anterior foi possível calcular as temperaturas exatas a aplicar a cada grupo de pilares, apresentadas na Tabela 4.2 assim como a tensão condicionante. A Tabela 4.3 apresenta as temperaturas realmente aplicadas no modelo.

Tabela 4.2 - Resultados obtidos para os diferentes pilares para o algoritmo criado

Pilar	σ_c (MPa)	ΔT_1 (°C)	ΔT_2 (°C)	ΔT_3 (°C)	ΔT_4 (°C)
P1	7.2	2.38	9.14	18.68	35.37
P2	8.3	2.75	10.59	21.63	40.96
P3	8.3	2.75	10.56	21.58	40.86
P4	9.7	3.23	12.40	25.34	47.98
N _E	2.9	0.97	3.38	5.80	8.22
N _E	3.6	1.20	4.20	7.20	10.20

Tabela 4.3 - Variação de temperatura aplicada nos vários grupos de pilares

Pilar	σ_c (MPa)	ΔT_1 (°C)	ΔT_2 (°C)	ΔT_3 (°C)	ΔT_4 (°C)
P1	7.2	2.50	10	20	35
P2	8.3	2.50	10	20	40
P3	8.3	2.50	10	20	40
P4	9.7	2.50	10	25	40
N _E	2.9	1	3	5	8
N _E	3.6	1	4	7	10

O deslocamento relativo obtido com a aproximação da variação de temperatura está representado na Figura 4.36, em comparação com o carregamento faseado. Para o deslocamento vertical obtém-se uma aproximação quase exata, como seria de esperar. No entanto, para o deslocamento horizontal, apesar de a aproximação ser melhor do que a obtida com a metodologia da rigidez axial, não é tão exata como se estaria à espera. Tendo em conta o estudado sobre o faseamento construtivo assumiu-se que, corrigindo a deformação relativa vertical entre os pilares, o deslocamento horizontal não apresentaria diferenças significativas. Através dos resultados apresentados observa-se que a alteração da curvatura da deformada típica do carregamento com faseamento não se verifica para a deformada da estrutura com a modificação da temperatura nos pilares.

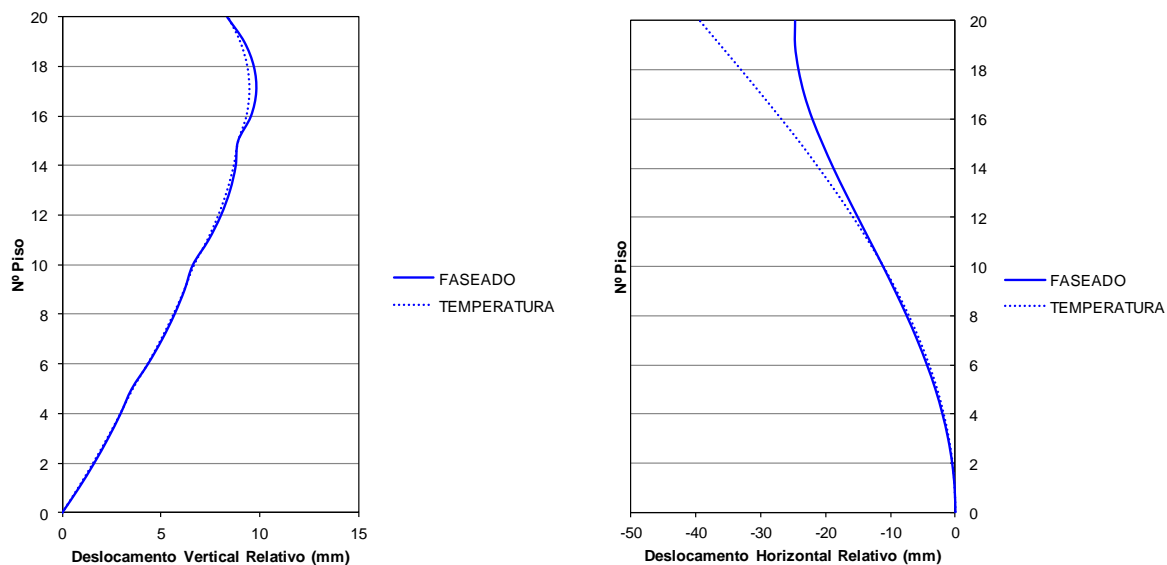


Figura 4.36 - Deslocamento Vertical Relativo e Horizontal com a aproximação por variação de temperatura

Relativamente aos momentos instalados nos núcleos, representados na Figura 4.37, verifica-se que o mesmo problema deparado para a proposta de rigidez axial se verifica para a metodologia baseada na variação de temperatura, facto que se previu após não ter sido conseguida uma boa aproximação para o deslocamento horizontal de toda a estrutura. O facto de ter sido aplicada uma temperatura, não afastou o comportamento da estrutura de um típico de consola, não sendo assim possível uma boa aproximação aos momentos instalados nos núcleos, obtendo novamente um resultado que não garante as condições de segurança. Este comportamento pode ser explicado através das diferentes condições de rigidez dos pilares nos dois tipos de carregamento, mais adiante explicado.

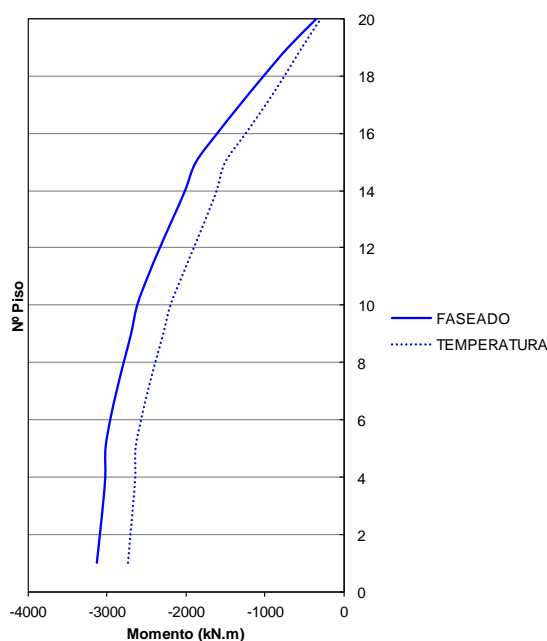


Figura 4.37 - Momentos instalados nos núcleos com a aproximação por variação de temperatura

Tendo em conta os momentos registados na viga ligada ao núcleo de rigidez, apresentados na Figura 4.38, é possível constatar que, apesar da aproximação exata em termos de deslocamentos verticais, o mesmo não ocorre para os momentos.

Este facto é explicável pela diferença de rigidez nos nós dos pilares. Ao efetuar um carregamento global considera-se sempre, com a exceção do último piso, que cada piso tem um pilar acima e outro abaixo. No carregamento faseado, ao ser construído cada piso só está presente o pilar do piso inferior, o que altera a rigidez do nó que faz a ligação entre os pilares e a viga, alterando também o valor das forças horizontais geradas, mencionadas no subcapítulo 4.4.3.2. Essa disparidade de rigidez, que não é tida em consideração pela proposta apresentada, conduz às pequenas diferenças registadas nos pisos superiores.

De mencionar que a metodologia baseada na variação de temperatura, que leva à aproximação exata dos deslocamentos verticais, não oferece um dimensionamento em condições de segurança, tanto em termos de momentos nos núcleos como nos elementos de piso.

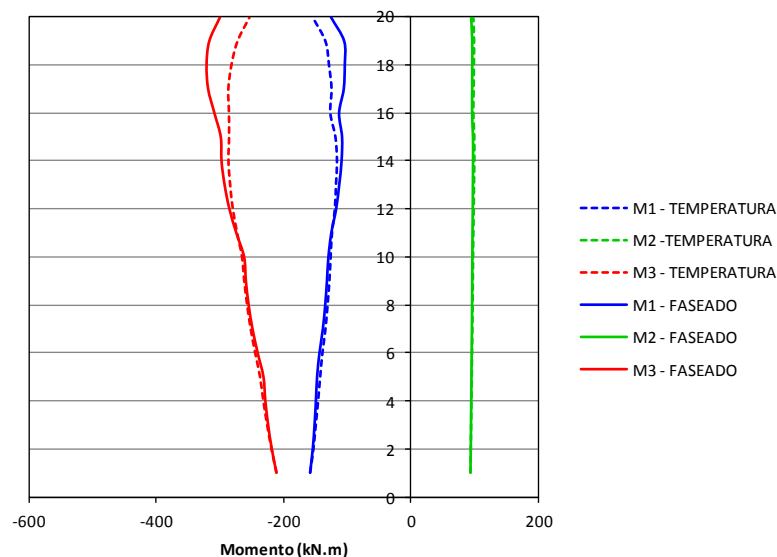


Figura 4.38 - Momentos instalados na viga após a imposição da variação de temperatura

Comparando os esforços axiais obtidos com esta metodologia, apresentados na Figura 4.39, mantém-se o mesmo comportamento que as anteriores, isto é, uma aproximação quase exata partindo do pressuposto que a diferença obtida entre os casos de carregamento global sem qualquer tipo de alteração e do carregamento faseado já são, à partida, mínimas.

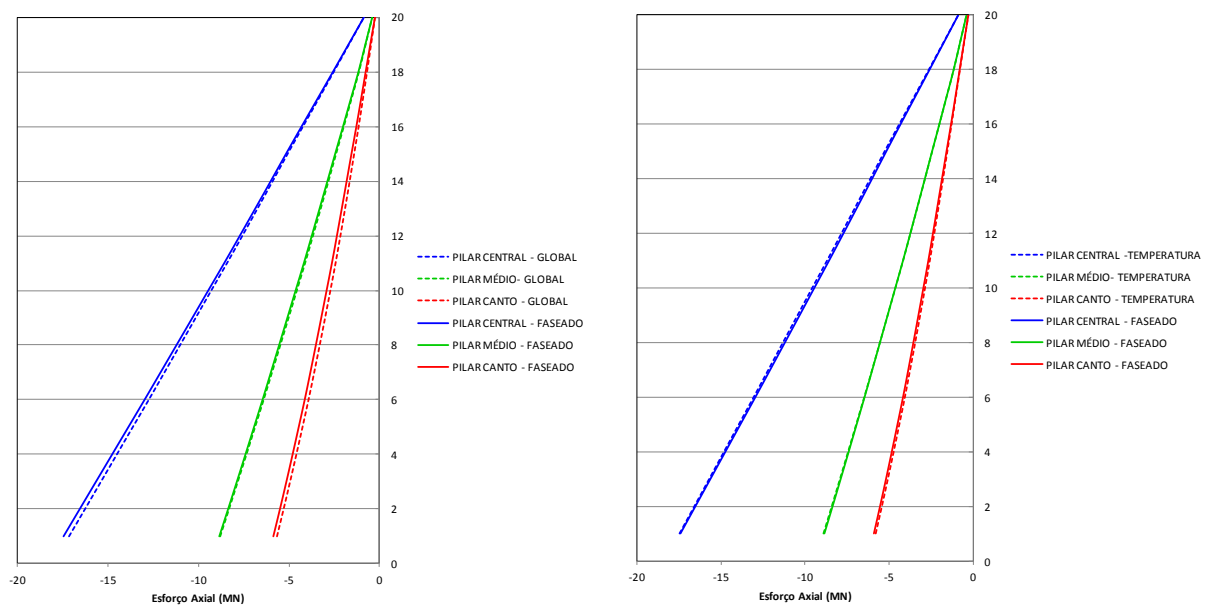


Figura 4.39 - Comparação entre os esforços instalados nos pilares para o carregamento global e faseado, à esquerda, e o carregamento global com variação de temperatura e o faseado, à direita.

5

1º CASO DE ESTUDO

5.1. INTRODUÇÃO

Após realizar testes numa estrutura idealizada, um dos objetivos deste trabalho foi comprovar a validade da proposta de simulação de faseamento construtivo em dois projetos de edifícios analisados na FASE - Estudos e Projectos, S.A. O caso de estudo do presente capítulo foi um edifício que tem características análogas à estrutura apresentada na Hipótese C abordada no capítulo anterior.

O principal objetivo deste capítulo foi ensaiar a proposta de afetação de rigidez num caso real não idealizado que possuísse um núcleo excêntrico, com condicionantes arquitectónicas específicas, aumentando exponencialmente a complexidade da estrutura em estudo. Na altura da realização da dissertação o projeto encontrava-se em fase de Projeto de Execução, sendo que a solução final pode ter algumas diferenças relativamente às características mencionadas ao longo deste trabalho.

O projeto consiste num edifício de vinte e cinco pisos, com 70m de altura, a ser localizado na cidade de Maputo em Moçambique, estando a sua modelação em Revit representada na Figura 5.1.



Figura 5.1 - Representação do edifício em 3D

Os primeiros cinco pisos são enterrados estando destinados a estacionamento e áreas técnicas enquanto que os restantes vinte serão para escritórios. Os pisos enterrados possuem uma área de 40x42m, com paredes de contenção periférica, estando as caixas de elevador e de escadas relativamente centradas. Nos pisos superiores, a planta diminui para 40x22m, ficando as caixas de elevador localizadas junto a uma das fachadas do edifício, conferindo a posição excêntrica ao núcleo de rigidez. As paredes de contenção não estão presentes nestes pisos, existindo apenas algumas paredes nas fachadas, ligadas por vigas.

5.2 DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA

Tal como referido, é possível dividir a estrutura deste projeto em duas partes: pisos enterrados e pisos superiores. A planta dos pisos enterrados, apresentada na Figura 5.2, é praticamente retangular, possui cerca de 28000 m² e tem as mencionadas paredes com 60cm de espessura em todo o seu redor, o que aumenta de forma significativa a rigidez destes pisos quando comparada com a dos superiores. Cada piso enterrado possui quatro grupos de pilares, cada um deles com 2.8m de altura.

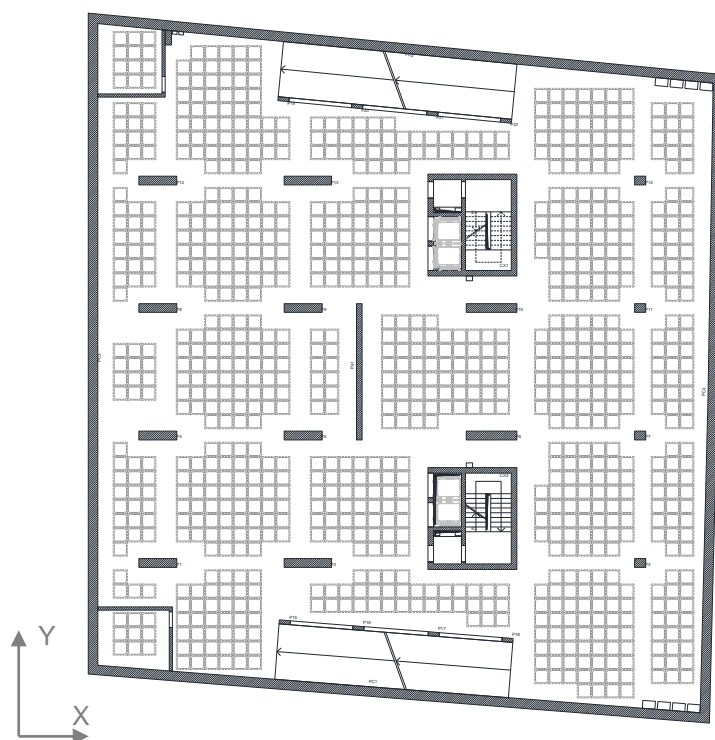


Figura 5.2 - Planta dos pisos enterrados

Relativamente à planta dos pisos superiores, representada na Figura 5.3, tem uma área de aproximadamente 15000 m², sendo quase metade da dos pisos enterrados. A diminuição da área em planta do piso tem diversas consequências na sua estrutura, sendo que um dos grupos de pilares deixa de existir, permanecendo três grupos com pilares de 3.5m de altura. Outro fruto da redução da planta é a alteração da posição dos núcleos de rigidez da estrutura, representados pelas caixas de escada e de elevadores.

Enquanto que nos pisos enterrados a posição destes elementos é aproximadamente central, nos pisos superiores estes ficam numa posição excêntrica, o que não só resulta numa deformada lateral do edifício quando submetido a cargas verticais, já abordada no Cenário C, como também provoca um efeito de torção da estrutura devido a ações horizontais na direção Y. As paredes dos pisos estão localizadas na fachada da direção X, tendo um comportamento de parede acoplada nesta direção devido às vigas, conferindo um maior comportamento típico de pórtico à estrutura.

Em todos os pisos foram utilizadas lajes fungiformes como principal elemento resistente às cargas verticais uniformemente distribuídas. A descrição mais detalhada dos elementos da estrutura será feita por subcapítulos de modo a ser mais simples a análise do mesmo.

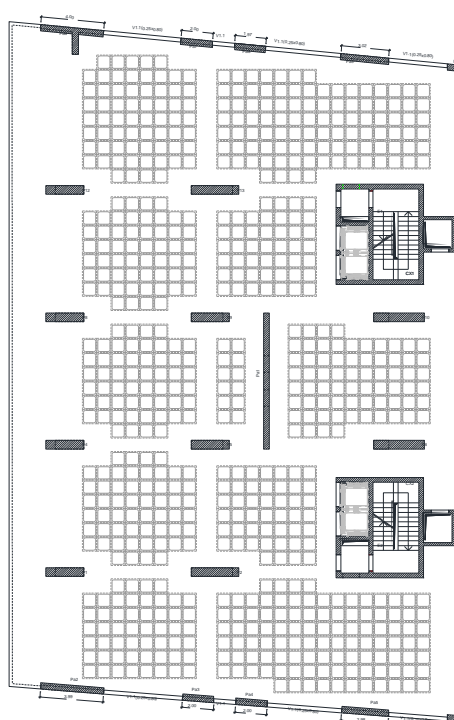


Figura 5.3 - Planta dos pisos superiores

5.2.1 ELEMENTOS VERTICAIS

Este projeto possui mais do que um tipo de elemento vertical podendo ser divididos em pilares, paredes e dois núcleos de rigidez.

Os pilares foram separados em quatro grupos, representados na Figura 5.4, de modo a facilitar a sua análise e dimensionamento. Em cada grupo, para as diferentes combinações de esforços foi determinado o pior caso para o pior pilar e adotada uma secção igual para todos os pilares do seu grupo, existindo naturalmente uma variação em altura. Para todos, por imposição arquitetónica, foi definido que a sua menor dimensão seria de 0.55m, sendo a outra dimensão variável consoante o seu dimensionamento, tendo sido este realizado com o programa 2D Design, desenvolvido pelo Engenheiro Nuno Pinheiro. Os pilares do grupo P4 só existem nos pisos inferiores, como é possível

observar na planta representada na Figura 5.4, comparando com a Figura 5.2. Relativamente à variação da secção em altura, para além dos requisitos arquitetónicos, o principal critério adotado foi uma percentagem de armadura a rondar os 2%, resultando em agrupamentos de quatro ou cinco pisos.

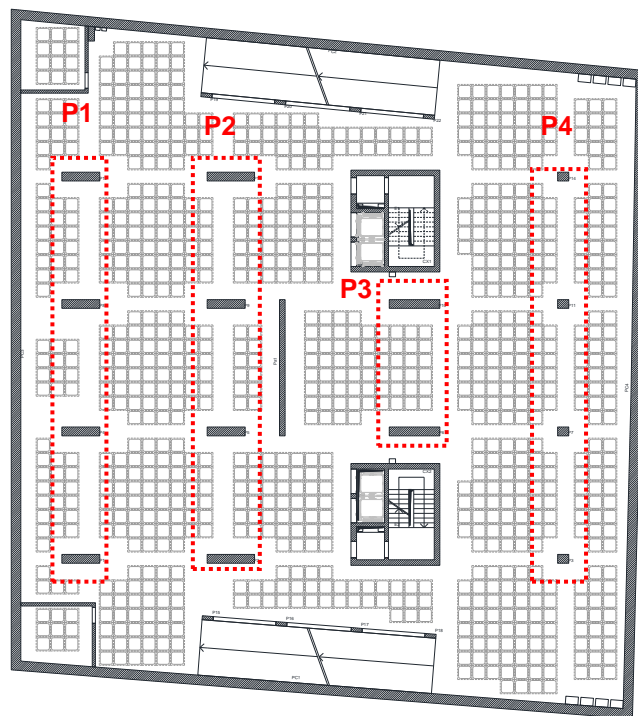


Figura 5.4 - Grupos de pilares do edifício

As paredes do edifício estão localizadas na zona central do mesmo e nas fachadas da direção X. Estes pórticos de fachada são praticamente idênticos com a exceção da parede localizada no lado oposto ao dos núcleos, cujas características são um pouco distintas. Como representado na Figura 5.5, cada um dos pórticos tem quatro paredes: duas com 2.00 m de altura, uma com 3.00m e outra com 4.00m, sendo que todas elas têm 25cm de espessura. As três paredes localizadas no centro do edifício têm 35cm de espessura, tendo a parede central 1.20m de altura e as duas restantes 2.60m, estando unidas por vigas de 25x80cm, o que confere uma maior inércia a estas paredes.

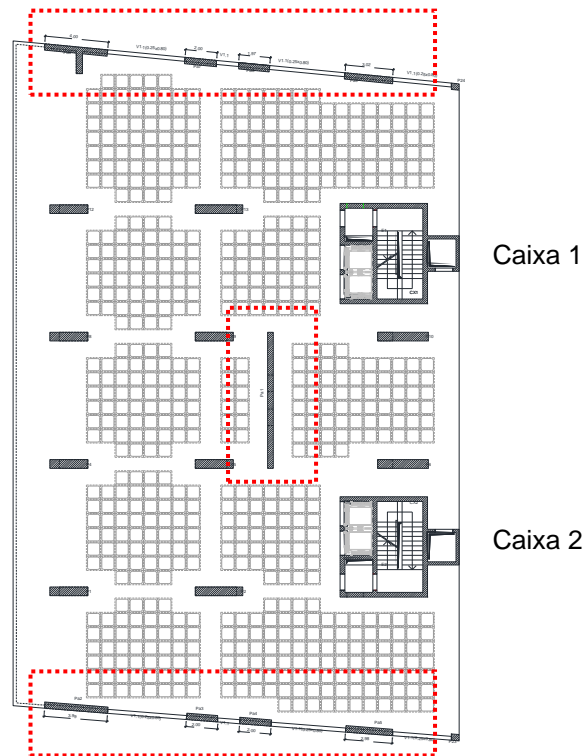


Figura 5.5 - Paredes e núcleos existentes no edifício

Relativamente aos núcleos de rigidez, estes são feitos em betão armado, combinando paredes de 30cm de espessura, como mostra a Figura 5.6. As caixas são simétricas sendo que ambas têm 6.20 m² de área. Sendo o elemento vertical mais rígido de todos os mencionados, será o que resistirá à maior parte das solicitações verticais a que o edifício estiver sujeito, estando descrito com maior detalhe mais à frente.

5.2.2 ELEMENTOS DE PISO

Dadas as condicionantes arquitetónicas e as solicitações mencionadas, o edifício foi projetado com lajes fungiformes aligeiradas com moldes de blocos recuperáveis, com 25cm de espessura na parte aligeirada e 50cm na parte maciça. O betão utilizado foi da classe de resistência de C30/37, sendo a armadura de aço S500. Esta pareceu a hipótese mais válida porque confere uma maior altura útil a cada piso e alivia o peso próprio estrutural a considerar.

Os restantes elementos horizontais do edifício são as vigas com 25x60cm localizadas nos pórticos de fachada que fazem a ligação entre as paredes mencionadas anteriormente, assim como na parede central, sendo estas de 25x80cm. Este tipo de viga existe também no piso 1, colocadas em todo o perímetro de todo o edifício. As restantes vigas existentes estão localizadas nas rampas que fazem a ligação entre os diversos pisos de estacionamento.

5.2.3 NÚCLEOS DE RIGIDEZ

Os dois núcleos de rigidez existentes na estrutura em estudo, cujas plantas estão representadas na Figura 5.6, são o principal elemento de contraventamento do edifício. Para ser mais fácil a descrição

dos mesmos e a apresentação de resultados, a designação das caixas de elevador foi a apresentada na Figura 5.5.

Na direção Y, o conjunto de paredes central também confere uma rigidez adicional à estrutura. Embora não seja uma parede única de aproximadamente 8m, a ligação entre paredes assegurada pelas vigas confere uma resistência à flexão muito maior do que a soma das inércias separadas de cada parede.

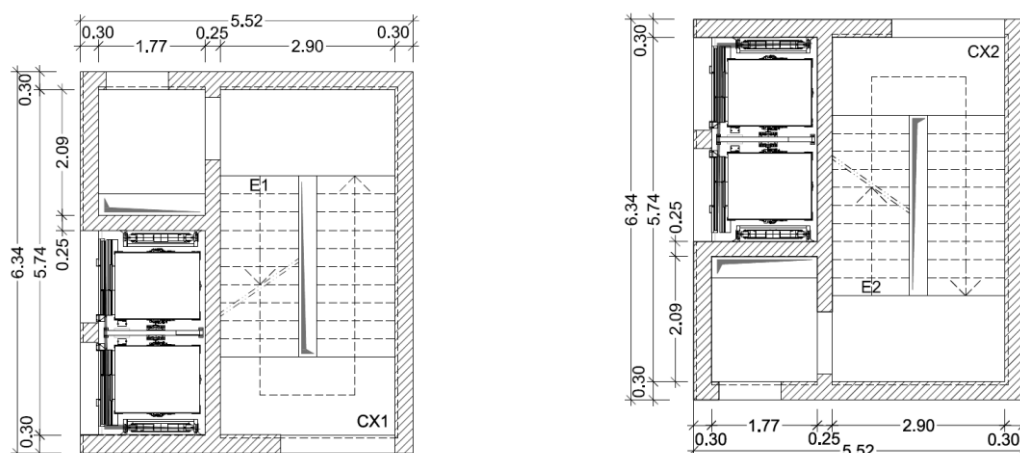


Figura 5.6 - Representação em planta das caixas de elevador

5.2.4 CARGAS CONSIDERADAS

Sendo um projeto para Moçambique, a principal base para determinação de cargas a considerar foi o Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (R.S.A.). Deste modo foram consideradas as seguintes cargas:

- Peso Próprio (PP)
- Restantes Cargas Permanentes (RCP)
 - Pisos Enterrados - 1.5 kN/m^2
 - Pisos Superiores - 3.1 kN/m^2
- Restantes Cargas Permanentes de Alvenaria (RCPAlv)
 - Viga Periférica de Piso 0 - 5 kN/m^2
- Sobrecarga (SOB)
 - Pisos Enterrados - 4 kN/m^2
 - Pisos Superiores - 3 kN/m^2

Para a acção do vento foi considerado que a estrutura estaria localizada numa Zona B, sobre um tipo de solo de rugosidade II. Relativamente à acção sísmica, o edifício em causa encontra-se numa Zona D, com um amortecimento natural de 5%.

Relativamente às combinações de cargas para estado limite último, foram consideradas as estipuladas no RSA mas a mais influente no faseamento construtivo é a de majoração de ações verticais, ELU1, razão pela qual se acha pertinente apresentar os fatores utilizados no cálculo da mesma - 1.35 para o PP e 1.5 para RCP, RCPAlv e SOB.

5.3 ASPETOS PARTICULARES A CONSIDERAR

A estrutura apresenta aspetos particulares, alguns que são facilmente identificáveis à partida e outros que só durante a sua análise e dimensionamento se tornaram mais evidentes. Os que se acharam mais relevantes foram os seguintes:

- Efeito dos pisos enterrados;
- Núcleo de rigidez excêntrico;
- Efeito de pórtico.

O facto de o edifício possuir cinco pisos enterrados e de estes estarem rodeados por paredes de 60cm, confere a toda a estrutura um encastramento parcial ao nível do piso 0. Tendo mais rigidez que os restantes elementos verticais, as paredes de contenção periférica degradam a carga axial dos pilares, mantendo um nível tensional baixo o que reduz significativamente as deformações verticais de toda a estrutura. Deste modo, o edifício será analisado, em termos de faseamento construtivo, como se tivesse apenas vinte pisos. Para além deste efeito, formando uma "caixa" à volta do edifício, os deslocamentos horizontais do mesmo são praticamente nulos a partir do 1º piso enterrado.

Tal como mencionado anteriormente, este caso é análogo ao Cenário C, excluindo assim a hipótese de comportamento simétrico da estrutura, pelo menos na direção X. Os pilares, ao apresentarem uma deformação axial muito mais significativa do que os núcleos de rigidez, fazem com que, por compatibilidade de deformação e consequente aparecimento de forças horizontais, a estrutura comece a deformar para o lado oposto aos núcleos de rigidez, quando solicitado por acções verticais.

Relativamente a ações horizontais, quando a estrutura é solicitada na direção Y, assume-se que a sua resultante se encontra a meio da fachada. Como a principal força do elemento resistente não está alinhada com a esta solicitação, causará o aparecimento de um momento torsor, solicitando não só os elementos resistentes nesta direção de forma acrescida, como também os elementos da direção perpendicular à mencionada. Este fenómeno leva inevitavelmente à rotação de toda a estrutura, sendo o aspeto mais crítico verificado nos pisos superiores.

O facto de o edifício ter dois pórticos de fachada com paredes ligadas por vigas e de ter quatro alinhamentos de pilares centrais, unidos pela parte maciça das lajes fungiformes, confere a toda a estrutura um efeito de pórtico muito mais significativo do que inicialmente se estaria à espera. Enquanto que um núcleo de rigidez ou uma parede apresentam um comportamento facilmente previsível e analisável de uma consola, o comportamento de um pórtico é mais complexo. Normalmente é atribuído um fator majorante da inércia do núcleo de rigidez, de modo a incluir a contribuição deste efeito. No entanto, em termos de deslocamentos horizontais da estrutura, este método não é correto pois a deformada de um pórtico é totalmente diferente da de uma consola, sendo que a rigidez de um pórtico é mais preponderante em alturas mais elevadas enquanto que a de uma consola vai diminuindo à medida que se vão analisando os pisos superiores.

5.4 EFEITO DO FASEAMENTO CONSTRUTIVO

Sendo o faseamento construtivo o principal objeto de estudo do presente trabalho, neste subcapítulo são apresentados, de forma similar ao capítulo anterior, os resultados obtidos analisando a estrutura considerando este efeito, comparando com os resultados do carregamento imediato e, por fim, aferindo-a com a proposta apresentada, validando-a ou não para este tipo de estruturas. Os parâmetros analisados foram os mesmos que os do capítulo anterior, com a diferença de que a estrutura idealizada

era composta por vigas e neste caso os esforços dos elementos de piso são referentes a uma faixa de pilares de 4m das lajes fungiformes.

5.4.1 RESULTADOS COM FASEAMENTO CONSTRUTIVO

Os resultados apresentados são referentes ao modelo corrido com a hipótese de faseamento construtivo. Esta funcionalidade demora muito mais tempo a ser processada, requerendo muito mais memória por parte da ferramenta que esteja a realizar o cálculo, tornando-se muito moroso para um projeto complexo, no qual é necessário correr várias vezes o modelo dadas as constantes alterações que têm de ser realizadas na estrutura ao longo de todo o processo de análise. A única carga incluída no carregamento faseado foi a do peso próprio, sendo que todas as restantes cargas verticais foram aplicadas de forma instantânea, afetando toda a estrutura. Os resultados de seguida apresentados são referentes à combinação de estado limite último de majoração de ações verticais, ELU1.

Através da Figura 5.7, podemos observar que o edifício em estudo apresenta deformadas similares às das representadas na Figura 4.23, relativamente às diferenças entre os casos de carregamento global e de carregamento faseado.

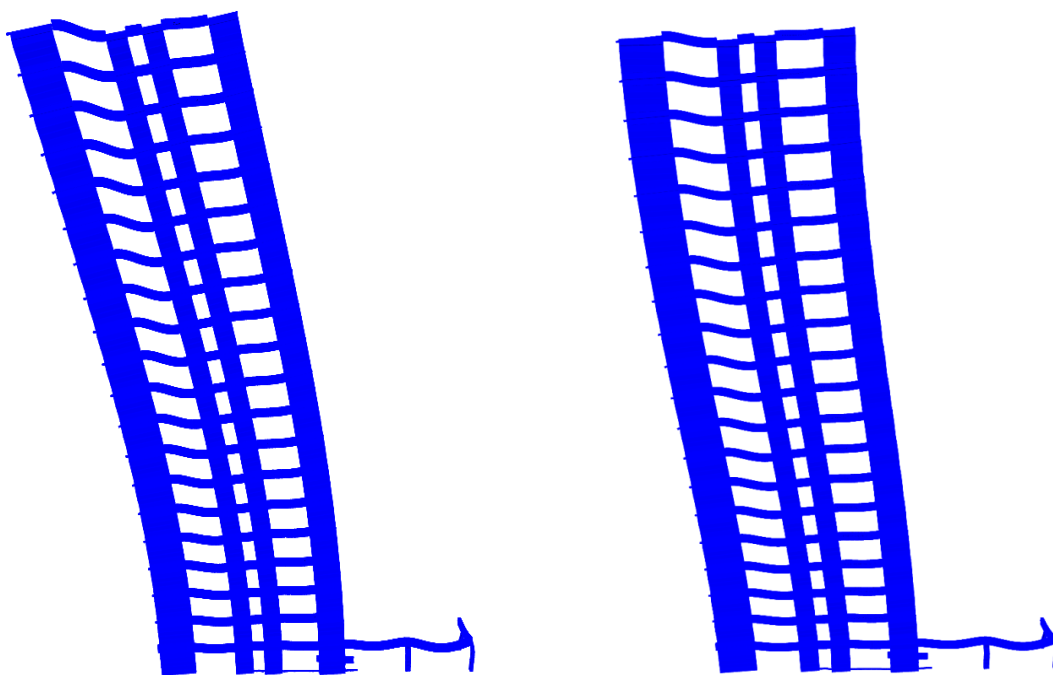


Figura 5.7 - Deformada da estrutura com o carregamento global e com o carregamento faseado

Os gráficos apresentados na Figura 5.8 e na Figura 5.9 são referentes aos deslocamentos absolutos do ponto correspondentes ao centro de massa de cada piso, sendo o comportamento muito semelhante ao da estrutura idealizada. Há um pequeno deslocamento vertical dos pisos enterrados e, como previsto, o deslocamento horizontal nestes mesmos pisos é nulo devido ao efeito das paredes de contenção. A sobrestimação excessiva de deslocamentos nos pisos superiores continua a ser o principal factor diferenciador entre o carregamento global e o faseado, nos dois tipos de deslocamentos.

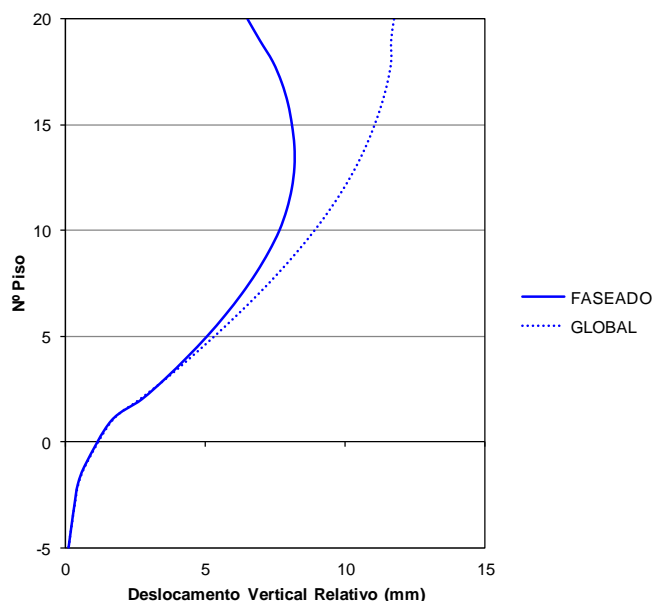


Figura 5.8 - Deslocamento vertical relativo do ponto referente a um ponto do grupo de pilares P1

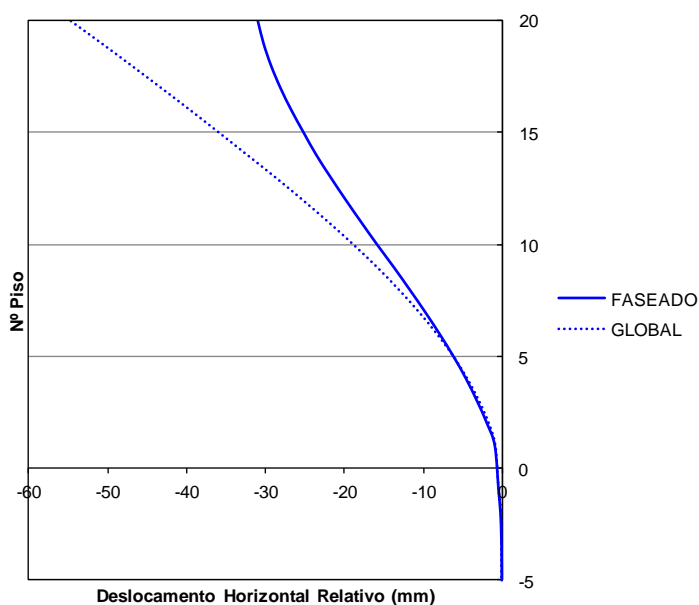


Figura 5.9 - Deslocamento horizontal absoluto do centro de massa

Relativamente aos momentos nos núcleos a forma das curvas é semelhante ao caso estudado no capítulo anterior mas, contrariamente à estrutura idealizada, no carregamento faseado os momentos já são superiores aos do carregamento global, como mostra a Figura 5.10 e Figura 5.11, análogas à Figura 4.28. Esta diferença baseia-se essencialmente na interação entre o já referenciado comportamento de pórtico da estrutura com o comportamento de consola dos seus núcleos. Dada a complexidade da estrutura, não foram recolhidos resultados de todos os pisos, tendo sido feito uma alternância de dois em dois pisos. Para a análise ser mais facilmente comparável com a estrutura idealizada, só são apresentados os resultados referentes aos vinte pisos superiores, devido à grande

diferença de rigidez de estrutura dos pisos enterrados, pisos estes que não são muito relevante na análise a ser efetuada.

A inversão da curva de momentos no piso inferior deve-se essencialmente a dois fatores:

- O aumento de efeito de pórtico no 1º piso devido ao aumento da área do mesmo e consequentemente no número de pilares e da área da laje fungiforme;
- Como os núcleos vão até ao piso -5, os pequenos deslocamentos sentidos pelos mesmos nos pisos enterrados alteram de forma significativa a sua rigidez à flexão, absorvendo assim uma percentagem de momentos muito menor.

Os momentos nos núcleos desta estrutura não são previsíveis apenas pelo deslocamento horizontal da estrutura, ao contrário de um comportamento simples de consola, como já foi mencionado. No capítulo anterior, foi feita uma análise relativa ao efeito do faseamento construtivo no deslocamento horizontal, referenciando a distribuição de momentos causada por este efeito. Foi também apontado o facto de que, ao considerar um carregamento global, poder-se-ia estar a considerar um caso de momentos inferiores ao real, caso este que se verifica no edifício em análise. A conjugação de deformada imposta pelo faseamento construtivo é tão significativa que o próprio carregamento global regista valores menores que os reais.

Este facto é muito relevante pois demonstra um caso em que, sem afetar a rigidez axial dos elementos verticais, os momentos instalados nos núcleos já não garantem um dimensionamento seguro para as ações verticais. Apesar de esta combinação não ser a condicionante para o dimensionamento destes elementos, as ações verticais estão sempre presentes nas combinações de ações horizontais. Mesmo tendo um peso bastante menor que a ação horizontal predominante, não deixa de ser uma análise em estado limite último que não considera o pior caso possível.

Sublinha-se de novo o facto de que os momentos dos núcleos para a combinação de majoração de ações verticais não são os condicionantes para o dimensionamento deste elemento da estrutura, apesar da sua contribuição não ser desprezável.

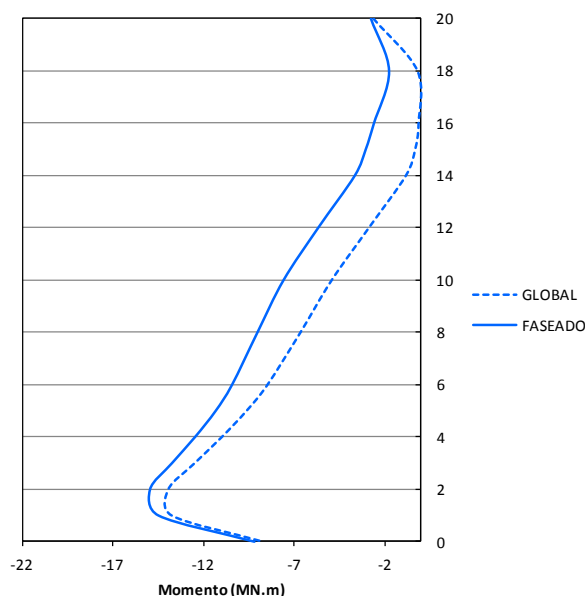


Figura 5.10 - Momentos instalados na Caixa 1

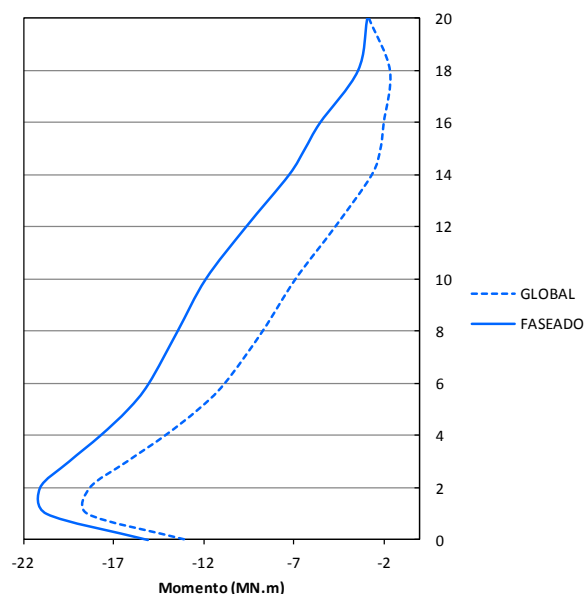


Figura 5.11 - Momentos instalados na Caixa 2

Ao ser posta a ênfase nos esforços de elementos de piso, foi seleccionada uma faixa de pilares de modo a poder ser feita uma análise análoga à viga central analisada para a estrutura idealizada. Consequentemente, a faixa escolhida foi a dos pilares mais a norte, assinalada na planta representada na Figura 5.12. Tal como na recolha de dados para os núcleos foi feita uma alternância entre pisos, neste caso de cinco em cinco, tendo sido apontados os momentos máximos negativos e positivos ao longo da faixa.

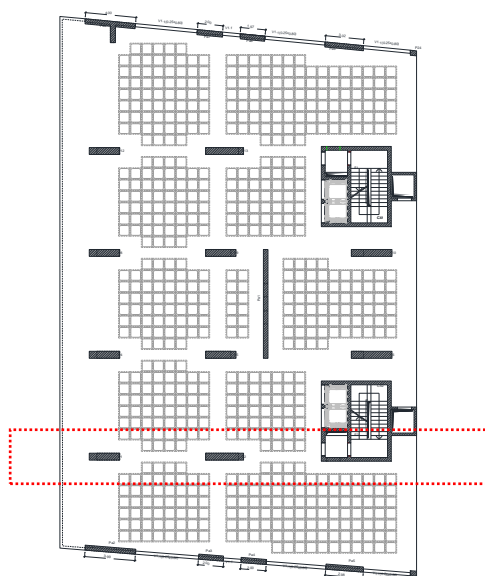


Figura 5.12 - Faixa de pilares considerada para a análise

A Figura 5.14 apresenta os momentos máximos e mínimos registados ao longo da faixa de pilares mencionada. De modo a ser mais fácil a sua perceção, na Figura 5.13 está representado um corte genérico de uma parede relativa ao projeto, assinalando os cinco momentos analisados na faixa de pilares.

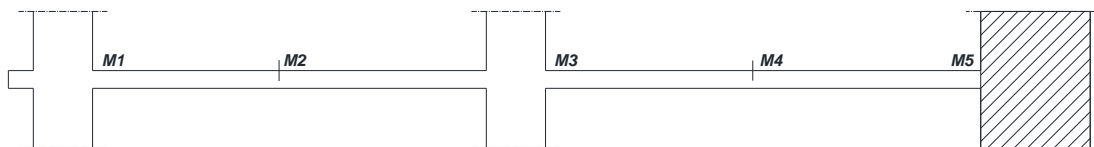


Figura 5.13 - Corte genérico de parede

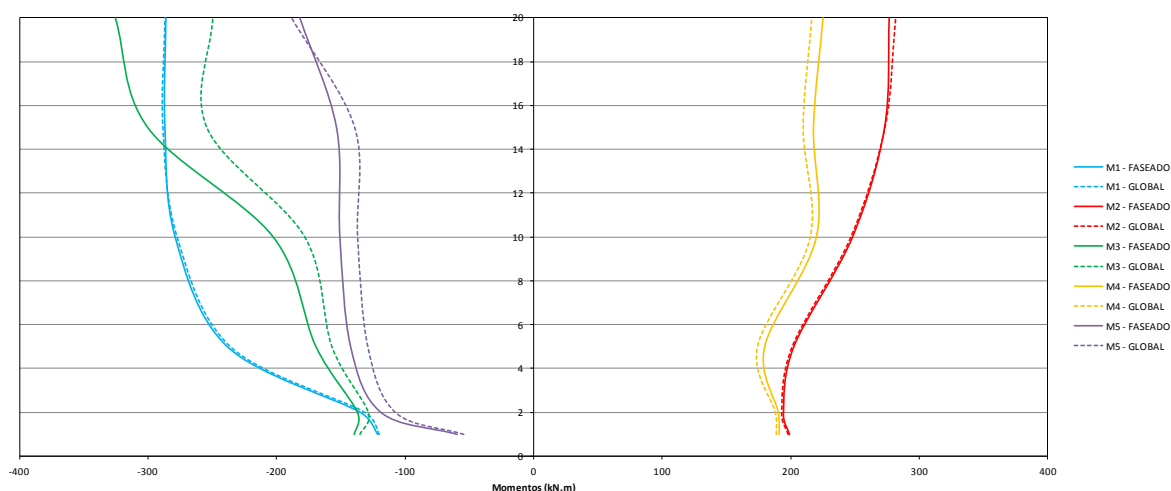


Figura 5.14 - Momentos registados na faixa de pilares

A partir dos gráficos apresentados é possível retirar as mesmas conclusões que nos casos idealizados, isto é, os momentos positivos sofrem pouca variação com o efeito do faseamento construtivo, sendo que as maiores diferenças se verificam nos momentos negativos dos pisos superiores. Neste caso particular há uma clara subestimação do momento negativo referente ao pilar central da faixa em questão, sendo que nos outros momentos negativos a diferença é mais ténue. Conclui-se assim que o efeito do faseamento construtivo pode ter um efeito prejudicial não desprezável no dimensionamento dos elementos do piso, agravado pelo facto de ser o maior momento negativo registado.

Em semelhança com as estruturas idealizadas, neste caso também foi analisada a influência que a consideração do faseamento construtivo poderia ter nos esforços axiais (N) dos pilares. Foram então registados os esforços referentes a um elemento de cada grupo de pilares acima do piso 0, ou seja, dos grupos P1, P2 e P3, representados na Figura 5.15.

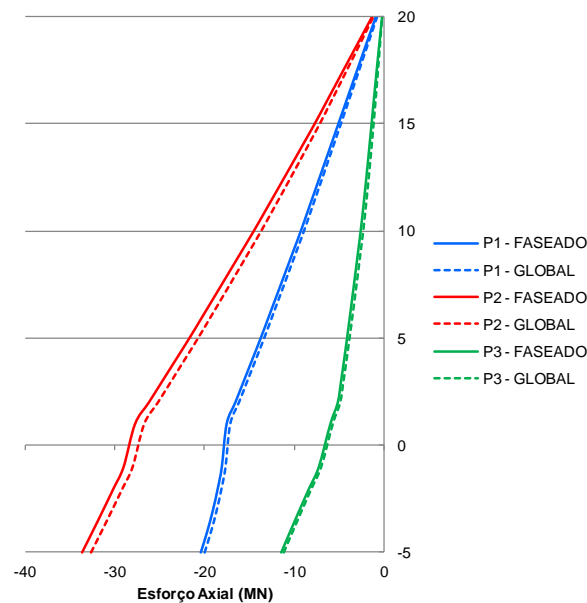


Figura 5.15 - Esforço axial instalado nos pilares

Pelas retas de esforço axial obtidas é possível retirar as mesmas conclusões que as das estruturas idealizadas - os valores entre os carregamentos faseado e global são muito semelhantes. Apesar de a diferença ser muito pequena, é importante apontar que o carregamento global sem estar afetado por qualquer factor de rigidez apresenta resultados que não garantem condições totais de segurança.

5.4.2 RESULTADOS COM A PROPOSTA

Neste subcapítulo foi aferida a validade da proposta apresentada nas etapas anteriores deste trabalho.

As consequências da afetação da rigidez axial dos elementos verticais dos cinco pisos inferiores por um fator de aproximadamente infinito e os restantes por 1.35 serão comentadas, tendo em conta os elementos e parâmetros apresentados no subcapítulo anterior. Uma pequena diferença para as estruturas idealizadas foi que, dado como os núcleos estavam modelados com elementos infinitos, não seria possível aplicar nenhum factor de rigidez axial aos elementos, sem alterar também a sua rigidez à flexão. Consequentemente, foi tomada a decisão de não afetar de qualquer forma os núcleos de rigidez do edifício, tendo em conta que, devido ao seu baixo nível tensional vertical, seriam certamente os elementos menos afetados pelo efeito do fenómeno em estudo.

Tal como mencionado anteriormente, sendo o faseamento construtivo um fenómeno com efeitos de 1ª ordem nos deslocamentos relativos dos pilares e de 2ª ordem nos restantes elementos da estrutura, o principal objetivo seria obter bons resultados em termos de deslocamentos verificados, estando estes representados na Figura 5.16 e na Figura 5.17.

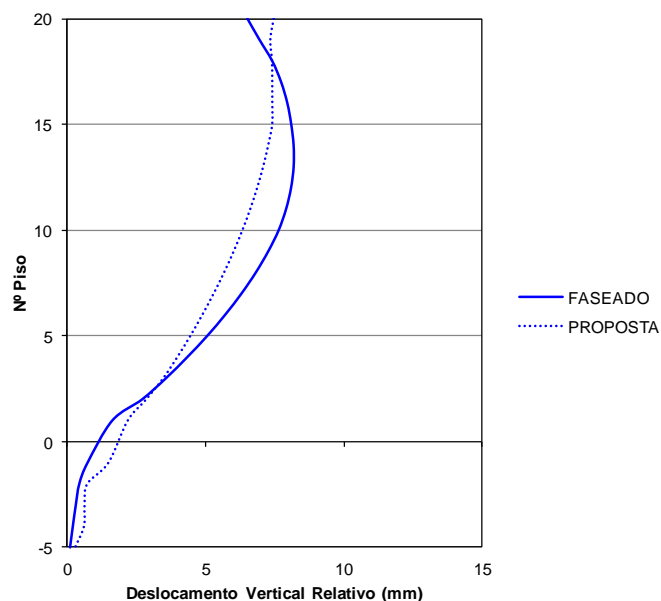


Figura 5.16 - Deslocamento vertical relativo após a afetação da proposta apresentada

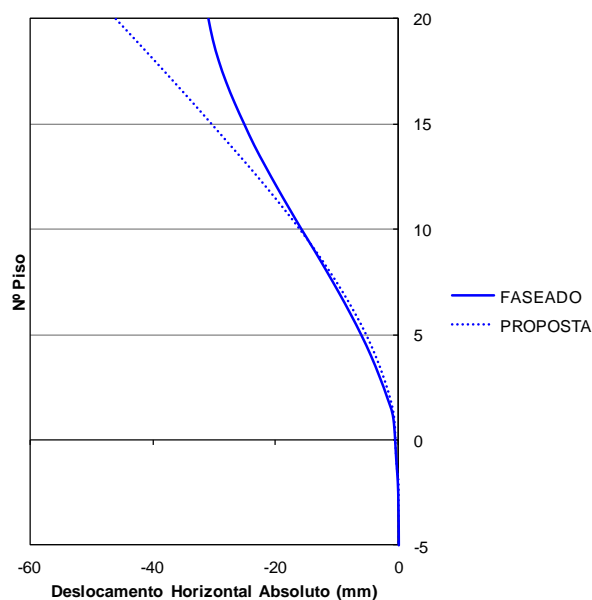


Figura 5.17 - Deslocamento horizontal absoluto registado com a afetação proposta

Os resultados obtidos com a afetação de rigidez são praticamente idênticos aos registados quando foi feita a análise para a estrutura apontada no Cenário C do Capítulo 4. Em termos de deslocamento vertical, a curva transmite exatamente o pretendido, isto é, um erro nulo no 14º piso, sendo a quebra registada no 15º piso, levando a uma subestimação de deslocamento nos pisos inferiores e a uma sobrestimação nos pisos mais críticos - os cinco superiores. Analisando o deslocamento horizontal da estrutura, até ao 10º piso não há quase diferença nenhuma entre os dois tipos de caso, sendo que a sobrestimação dos deslocamentos nos pisos mais altos foi diminuída com a proposta apresentada, estando sempre do lado da segurança, sendo também visível a linearização da evolução dos deslocamentos a partir do 15º piso.

Tal como se verificou na estrutura idealizada, o aumento da rigidez dos elementos verticais levou a uma diminuição dos momentos nas caixas de elevador do edifício em estudo, como mostram a Figura 5.18 e Figura 5.19. Consequentemente, verificou-se uma ainda maior subestimação dos momentos nos núcleos de rigidez, facto que não assegura o pior caso possível como já se demonstrou.

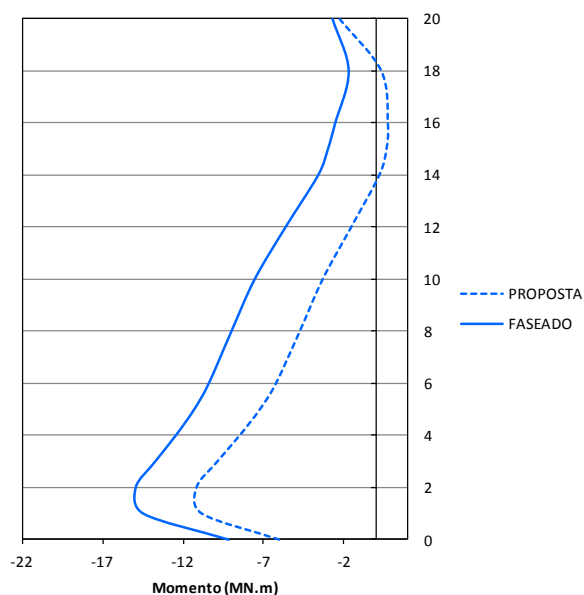


Figura 5.18 - Momentos instalados na Caixa 1 com a afetação proposta

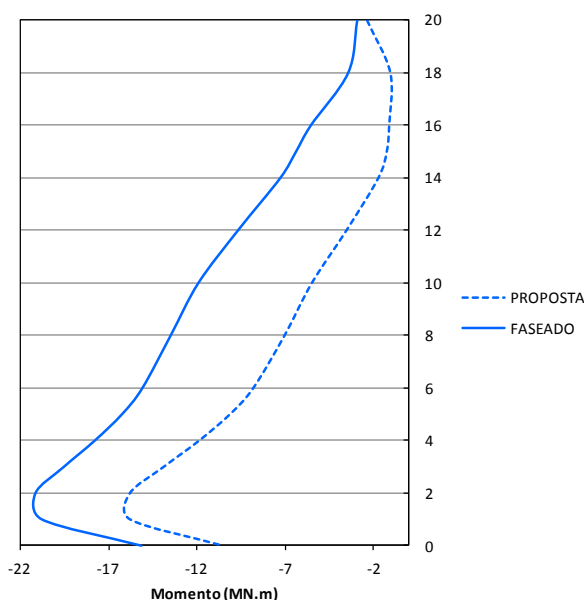


Figura 5.19 - Momentos instalados na Caixa 2 com a afetação proposta

Os resultados obtidos para os esforços das lajes fungiformes permitem concluir que, tal como seria de prever a partir dos deslocamentos verticais obtidos, a afetação da rigidez axial é boa, dado que registou

uma aproximação significativa para o caso de carregamento faseado, como se comprova na Figura 5.20.

Os momentos M1, M2 e M4 apresentam aproximações quase exatas, resultado previsível sendo que já não existia grande diferença entre o caso global não alterado e o faseado. Relativamente ao momento M5, há uma pequena subestimação do momento, mas cuja diferença não é crucial. O facto de também não ser o momento que registou o maior módulo não o tornou tão crítico. Analisando o momento M3, que era o que apresentava maior desfasamento relativamente ao carregamento faseado, obteve-se um resultado muito satisfatório, apresentando uma curva sempre pelo lado da segurança e com um valor quase coincidente com o do carregamento faseado no último piso.

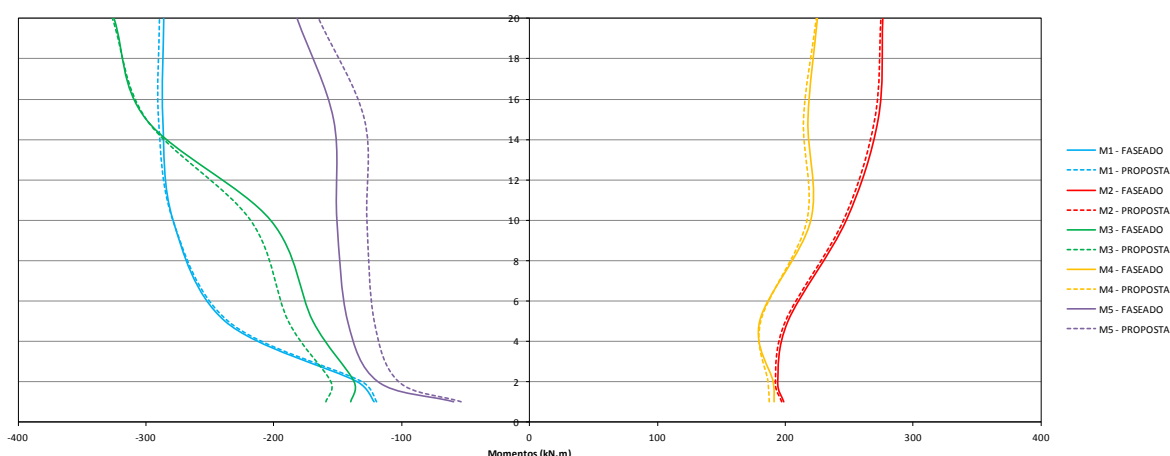


Figura 5.20 - Momentos registados na faixa de pilares, após a afetação da proposta de coeficientes de rigidez axial

Tendo em conta que não se verificaram grandes diferenças de esforços axiais nos pilares não só nas estruturas idealizadas como na estrutura do projeto real, relativamente aos carregamentos faseado e global, seria de esperar que o mesmo acontecesse com a proposta apresentada. Esta previsão foi confirmada pelos resultados apresentados na Figura 5.21.

Pelos resultados registados, dado que foi analisado mais do que um parâmetro e que todos eles, à exceção dos momentos dos núcleos, apresentaram boas aproximações, é possível concluir que o efeito do faseamento construtivo pode ser simulado, em estruturas de 20 pisos com núcleo excêntrico, através da afetação de rigidez dos elementos verticais com a combinação de fatores infinito e 1.35.

O efeito do faseamento construtivo, neste tipo de estrutura, terá influência não só nos esforços dos diversos elementos de piso e nos núcleos mas também nos efeitos de 2ª ordem devido a deformação horizontal excessiva causada apenas por solicitações verticais, que serão agravadas ao longo do tempo.

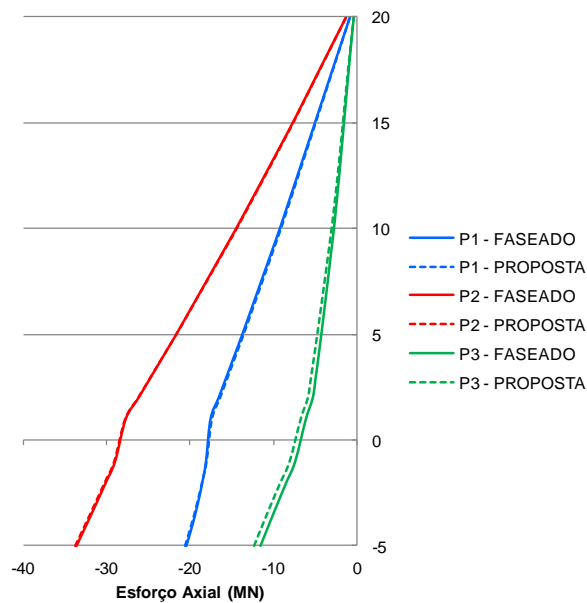


Figura 5.21 - Esforços axiais nos pilares após a afetação de rigidez axial proposta

5.5 EFEITOS DE 2º ORDEM

Tendo em conta que o faseamento construtivo tem consequências de 2ª ordem no dimensionamento desta estrutura em particular, achou-se pertinente apresentar neste trabalho o procedimento adotado e os resultados obtidos para a consideração corrente dos efeitos de 2ª ordem, assim como a importância que teria a deformação horizontal do edifício devido às cargas verticais, já afetando a rigidez dos elementos verticais. Outro motivo pelo qual se apresenta esta análise é a necessidade de averiguar o peso do efeito de rotação do edifício e como simular este efeito.

Dado que todos os elementos da estrutura são de betão armado, o procedimento adotado foi o estipulado pelo Eurocódigo 2 (EC2).

5.5 IMPERFEIÇÕES GEOMÉTRICAS

O efeito das imperfeições geométricas tende a compensar a incerteza relativa à posição e à linha de ação dos esforços normais de uma estrutura. Segundo artigo 5.2 do EC2, é possível ter este efeito em conta através de solicitações horizontais, que causariam os mesmos esforços que uma carga vertical aplicada com determinada excentricidade.

Foi então adotado o procedimento que consta no artigo 5.2 do EC2. Os parâmetros da estrutura que constam nas expressões presentes no artigo mencionado são: a altura do edifício e o número de elementos verticais que contribuem para o efeito total (m). A altura considerada foi de 70m e para o parâmetro m foi considerado o valor de 200, sendo que existem dez pilares por piso e o edifício possui vinte pisos acima do encastramento. Consequentemente, a inclinação obtida para representar a imperfeição, θ_i , foi de 0.0024 o que leva a um deslocamento horizontal no topo do edifício de 16.5cm. A força vertical por piso considerada, V_{ED} , foi calculada tendo em conta a área de cada piso, aproximadamente 850m², e a carga última para a combinação ELU1, resultando numa força horizontal

equivalente de 35 kN por piso. O 1º piso apresenta uma força vertical diferente pois a sua área de 1570 m² é consideravelmente superior à dos pisos superiores. A carga horizontal foi distribuída uniformemente ao longo de uma fachada em cada direção, em cada piso.

5.5.2 MÉTODO DE CÁLCULO DOS EFEITOS GLOBAIS DE SEGUNDA ORDEM

5.5.2.1 Efeito de translação

O método utilizado é baseado na rigidez nominal dos elementos de contraventamento e consta no Anexo H do EC2. Tal como nas imperfeições geométricas, os efeitos globais de 2ª ordem podem ser tidos em conta analisando a estrutura para forças horizontais fictícias majoradas. Para cada uma das direções foi então calculado o fator majorante das ações horizontais, β_x e β_y , apresentado implicitamente na expressão (H.7) do EC2, representada pela equação 5.1. Neste caso foram desprezadas as deformações globais de esforço transversal logo $F_{V,B}$ equivale a $F_{V,BB}$, sendo que $F_{V,Ed}$ corresponde ao somatório das forças verticais de cada piso, V_{ED} , referenciadas no subcapítulo anterior.

$$\beta = \frac{1}{1 - \frac{F_{V,Ed}}{F_{V,B}}} \quad (0.21)$$

Os fatores majorantes podem ser calculados também através do Anexo H, admitindo que o elemento resistente da estrutura é o núcleo de rigidez. Tendo em conta a expressão (H.2) do EC2, representada na equação 5.2, um dos principais obstáculos foi encontrar a inércia equivalente do núcleo de rigidez de modo a incorporar o efeito de pórtico da estrutura.

$$F_{V,BB} = \xi * \frac{\sum EI}{L^2} \quad (0.22)$$

Para averiguar qual a importância do efeito de pórtico na direção X da estrutura foi calculado qual o deslocamento horizontal originado pelo vento anulando a inércia das vigas e, consequentemente, o efeito de pórtico, contribuindo apenas a resistência à flexão dos núcleos. Comparando estes deslocamentos fictícios com os reais, seria possível adotar uma rigidez equivalente que transmitisse o efeito de pórtico em análise. Como o efeito de fendilhação nos pórticos é muito mais prejudicial do que nos núcleos de rigidez e porque, normalmente, se diminui a rigidez para 40% para considerar a fendilhação do núcleo (H.3), decidiu-se adotar um valor menor para a rigidez equivalente para ter este efeito em conta. Tendo-se registado mais do triplo do deslocamento para o caso sem a contribuição do efeito de pórtico decidiu-se, conservativamente, adotar um fator majorante de rigidez de 2.5.

Na direção Y, para além dos núcleos de rigidez, também foi considerada a parede central como elemento de contraventamento, representada na Figura 5.22. Sendo também um elemento porticado, foi adotado o mesmo método de modo a determinar qual a rigidez equivalente das três paredes centrais ligadas por vigas. Chegou-se à conclusão que este elemento central apresentava uma rigidez de aproximadamente 40% de uma parede de 8m de altura e 0.35m de espessura.

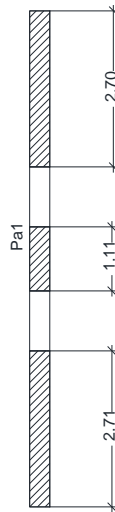


Figura 5.22 - Seção do conjunto de paredes central

Após seguir o procedimento apontado no Eurocódigo chegaram-se aos valores de 1.42 para β_y e de 1.21 para β_x .

5.5.2.2 Efeito de rotação

Um dos aspetos particulares do modelo é a excentricidade dos seus núcleos de rigidez. Neste caso, a resultante da força do vento não coincide com o centro de rigidez resultando num efeito de torção em todo o edifício, rodando-o.

O modelo que, no EC2 considera os efeitos de 2ª ordem, apenas tem em consideração os deslocamentos de translação, pois simula a deformação de uma consola. Sendo assim, se o movimento de rotação for significativo e for apenas feita esta análise de 2ª ordem, poderá estar-se a desprezar uma parcela que pode ter efeitos relevantes no dimensionamento da estrutura.

Neste subcapítulo testou-se uma abordagem para considerar este efeito de rotação e tirar conclusões sobre a relevância deste fenómeno e averiguar se seria necessário considerá-lo no dimensionamento do projecto. Para tal, foram analisados três modelos genéricos com diferentes flexibilidades à rotação. O edifício base, coincidente nos três modelos, é idêntico à estrutura idealizada do Cenário A, assim como as cargas aplicadas. A principal diferença entre os três modelos está no núcleo de rigidez adotado. Tentaram-se criar casos extremos, mas reais, de rigidez de modo a aferir as diferenças.

A base da abordagem é semelhante à utilizada na análise das imperfeições geométricas, ou seja, criar cargas horizontais equivalentes que originem o mesmo momento na base da estrutura que a carga vertical aplicada com determinada excentricidade. Neste caso em concreto, a excentricidade seria o deslocamento horizontal devido à rotação. A principal dificuldade da análise da rotação foi que, enquanto na translação, todos os pontos do piso experienciam o mesmo deslocamento, neste efeito todos têm deslocamentos diferentes, em função da distância a que se encontram do centro de rotação da estrutura, que coincide com o centro de corte da mesma.

O objetivo foi calcular as diferentes forças equivalentes para cada piso, tendo como base o deslocamento do centro de massa de cada piso, ponto onde está aplicada a resultante das cargas

verticais. No final foi calculado o momento na base do núcleo de rigidez das forças devido ao efeito de rotação, translação, imperfeições geométricas e vento, averiguando qual a percentagem correspondente a cada uma.

O procedimento adotado em todos os casos foi o seguinte:

- Calcular centro de rigidez (ou centro de corte) da estrutura;
- Registrar deslocamentos horizontais dos diversos pontos;
- Subtrair deslocamento obtido no centro de corte aos restantes pontos de modo a obter a componente unicamente de rotação;
- Registrar deslocamentos horizontais dos diversos pisos no centro de massa;
- Calcular a força horizontal equivalente.

Durante este procedimento, dependendo do caso em questão, foi considerado que:

- Tratando-se o Caso 2 de uma secção aberta, o centro de corte não coincide com o centro de rigidez, tendo sido este calculado através pelas expressões da resistência dos materiais.
- No caso 3, como a secção não é constante em altura, foi adotado o mesmo método de rigidez equivalente mencionado no subcapítulo 5.4.2.1, de modo a calcular o peso do efeito de translação nos momentos da base da estrutura. Nesta mesma secção, como é predominantemente fechada, assumiu-se o centro de corte no centro de rigidez, facto que depois se confirmou na análise de deslocamentos.

Tabela 5.1 - Peso de cada um dos efeitos considerados.

CASO	ROTAÇÃO	TRANSLAÇÃO	IMPERFEIÇÕES GEOMÉTRICAS	VENTO
1	1%	41%	5%	53%
2	2%	63%	3%	32%
3	0%	46%	5%	49%

Através da Tabela 5.1, é possível retirar as seguintes conclusões:

- Se o edifício estiver bem dimensionado e não tiver requisitos arquitetónicos demasiado exigentes, como os casos 1 e 3 representam, o efeito de rotação é desprezável;
- Caso não o seja, os efeitos de 2ª ordem devido ao efeito de translação serão também muito maiores, sendo esta a condicionante para o dimensionamento do núcleo, tendo novamente a parcela da componente de rotação um peso desprezável.

De notar que a análise efetuada é aplicável a edifícios dentro do grupo em estudo, ou seja, porticados com um núcleo de rigidez associado. Os pórticos também têm um efeito resistente à torção que não é desprezável.

A partir das conclusões retirada, optou-se por não efetuar o procedimento abordado, para o caso do projeto.

5.6 CONSIDERAÇÃO DO EFEITO DO FASEAMENTO CONSTRUTIVO

Dado que a presente estrutura apresenta deslocamentos horizontais fora do normal para solicitações verticais, optou-se por efetuar uma análise de 2ª ordem para estes deslocamentos. No entanto, após ter sido estudado o efeito do faseamento construtivo nesta estrutura, concluiu-se que os deslocamentos horizontais registados para o carregamento global estavam sobrestimados. Consequentemente, esta análise foi feita com o modelo corrido já com a proposta de fatores de rigidez, dado que apresentou resultados positivos para simular o efeito em questão.

Para a deformada horizontal da estrutura causada pelas cargas verticais, optou-se por uma análise análoga à das imperfeições geométricas, ou seja, admitindo que a estrutura sofre uma rotação de θ_F , é possível aplicar cargas horizontais equivalentes que causem os mesmos esforços que as cargas verticais aplicadas com a excentricidade causada por θ_F . Esta inclinação foi calculada a partir do deslocamento horizontal registado no último piso do edifício, obtendo o gráfico representado pela Figura 5.23.

Sendo o deslocamento horizontal registado no último de 46mm e a altura total do edifício é de 70m, isto implica que a inclinação relativa ao efeito das cargas verticais é de 0.0007. Mais uma vez, foram apenas considerados os pisos superiores, dado o efeito de encastramento provocado pelos pisos enterrados.

Considerando novamente as cargas verticais supramencionadas no subcapítulo relativo às imperfeições geométricas, foi possível calcular uma carga equivalente por piso de aproximadamente 10kN nos pisos superiores e de aproximadamente 18kN no 1º piso. De realçar que este efeito só será aplicado na direção X.

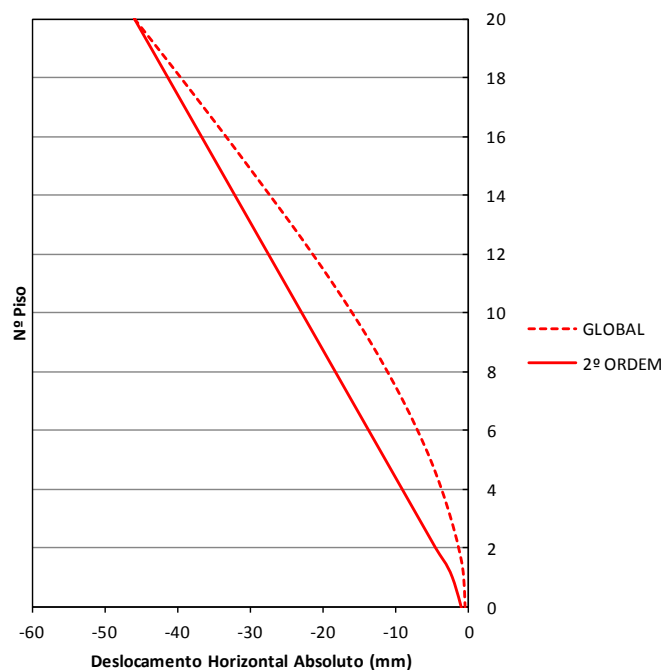


Figura 5.23 - Aproximação efetuada para considerar a efeito da excentricidade do núcleo

Comparando com os valores obtidos para as imperfeições geométricas, é possível constatar que os esforços causados por este efeito são bastante menores, sendo até questionável a sua consideração para um edifício de vinte pisos.

No entanto, não poderia deixar de ter sido feita e apresentada esta análise por diversas razões:

- Ser crucial perceber, dadas as conclusões obtidas relativas ao dimensionamento de estruturas com núcleo excêntrico, qual a importância da encurvadura causada pelas cargas verticais e como inclui-la no dimensionamento da estrutura;
- Constatar que o faseamento construtivo tem um efeito benéfico para esta consideração, sendo que, quanto maior for o edifício em questão, mais importante será considerar este efeito de 2º ordem;
- Em termos de consequências a longo prazo, não esquecer que este efeito surgirá gravemente afetado, dada a diminuição do módulo de elasticidade do betão por efeitos de fluência, fenómeno a ser mais detalhadamente discutido no subcapítulo seguinte.

De realçar que contrariamente ao efeito das imperfeições geométricas, que tem sempre uma carácter desfavorável, as ações equivalente calculadas para simular este fenómeno têm um sentido constante, podendo adquirir um efeito favorável ou desfavorável, dependendo da combinação em consideração.

5.7 ANÁLISE DOS EFEITOS DA FLUÊNCIA

Dado que o efeito do faseamento construtivo incide na diferença a nível de deslocamentos experienciados pela estrutura, um dos efeitos que teria maior interesse analisar seria o da fluência e de que forma esta afetaria os deslocamentos e, conseqüentemente, os esforços nos elementos de piso da estrutura.

Após a discussão sobre o tema, e sobre que implicações este fenómeno reológico tem a nível estrutural, concluiu-se que, em termos de esforços nos elementos de piso do edifício, por estes serem de betão armado, não se iriam verificar alterações relevantes. O facto de o módulo de elasticidade do betão diminuir ao longo do tempo por efeitos de fluência, podendo chegar a um terço do seu valor característico, fará com que os deslocamentos relativos entre pilares passem para cerca do triplo do seu valor inicial. No entanto, é necessário ter em conta que efeito têm estes deslocamentos nas vigas, ou seja, que o momento gerado numa viga por um determinado deslocamento está diretamente relacionado com o módulo de elasticidade da mesma. O deslocamento é maior, mas a rigidez da viga também diminui por efeitos de fluência, o que leva a concluir que, o maior deslocamento será equilibrado pela menor rigidez da viga, não gerando momentos adicionais relevantes.

Relativamente aos efeitos de 2ª ordem da estrutura, a mesma teoria não pode ser aplicada. Os efeitos de fluência, afetam os deslocamentos horizontais da estrutura, podendo estes atingir valores equivalentes ao triplo dos verificados sem ter este efeito presente. No entanto, as cargas verticais permanecem com o mesmo valor, sendo que a diferença está na maior excentricidade com que estão aplicadas. De modo a confirmar este fenómeno, foi corrido o modelo com um módulo de elasticidade do betão afetado pela fluência, tendo o valor efetivo sido calculado de acordo com o EC2.

Admitindo um pilar genérico de 2m de altura e 0.55m de largura, sujeito a uma humidade relativa de 50% e um tempo inicial de carga de 10 dias, obteve-se um coeficiente de fluência, $\varphi(\infty, t_0)$, de 1.85. O módulo de elasticidade efetivo do betão pode ser calculado a partir da equação 5.3.

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \chi * \varphi(\infty, t_0)} \quad (0.23)$$

O factor χ apresentado na equação 5.3, é referente ao coeficiente de envelhecimento. Este factor tem em conta que a fluência, não aplicada instantaneamente mas sim ao longo do tempo, não é tão prejudicial para o módulo de elasticidade quanto o coeficiente de fluência a tempo infinito implicaria. Consequentemente, tem um valor máximo de 1, sendo que para o betão armado se costuma utilizar valores entre 0.6 e 0.95. A partir dos gráficos presentes no livro (Ghali *et al.*, 2006), e considerando as mesmas características do pilar acima mencionado, obteve-se um valor de 0.92, referente ao coeficiente em análise. Dado o valor obtido, o do módulo de elasticidade do betão, por efeitos de fluência, é de 12.23 GPa, o que corresponde a uma diminuição de 2.6 vezes comparando com o módulo de elasticidade inicial de 32 GPa.

Com o módulo de elasticidade efetivo do betão, registaram-se os deslocamentos experienciados pela estrutura para ELU1, tal como tinha sido feito no subcapítulo 5.6, representados na Figura 5.24.

Na figura está também representado o gráfico anteriormente registado sem ter em conta o efeito da fluência. A diferença entre os dois é aproximadamente de 2.6 vezes, como seria de esperar dado o valor de módulo de elasticidade efetivo obtido. A inclinação de 2ª ordem devido a este efeito, θ_{FF} , passou para 0.0017, correspondendo a uma carga equivalente por piso de 25 kN, sendo que no 1º piso se obtém uma carga de 47 kN.

A partir dos resultados obtidos é possível constatar que o efeito do núcleo excêntrico combinado com o efeito diferido da fluência não são desprezáveis, resultando em esforços na estrutura da mesma ordem de grandeza que os causados pelas imperfeições geométricas. De realçar novamente, que estes resultados foram obtidos tendo já em conta o efeito do faseamento construtivo, sendo que se tal não fosse considerado, resultaria em esforços mais agravadas devido ao maior deslocamento horizontal registado no último piso.

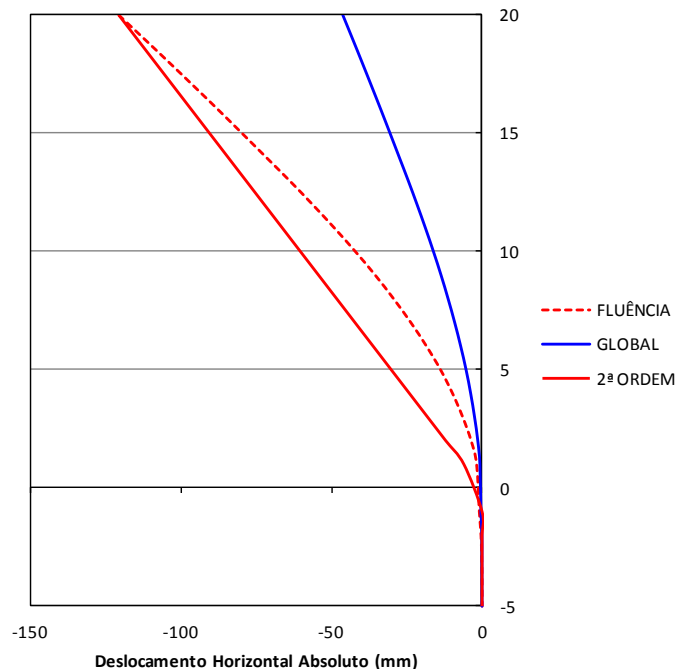


Figura 5.24 - Aproximação efetuada para considerar a efeito da excentricidade do núcleo tendo em conta a fluência

6

2º CASO DE ESTUDO

6.1 INTRODUÇÃO

Tal como no capítulo anterior, o objetivo deste é testar a proposta de simulação de faseamento construtivo num projeto real analisada na FASE - Estudos e Projectos, S.A.. O caso de estudo do presente capítulo foi um edifício com características análogas à estrutura apresentada no Cenário B, embora com um número de pisos diferente.

Na altura da realização desta análise, o projeto encontrava-se em fase de Estudo Prévio, sendo que o projeto final pode ter diferenças relativamente às características mencionadas ao longo deste trabalho. As soluções estruturais apresentadas pretendem dar cumprimento ao projeto de Arquitetura.



Figura 6.1 - Modelação do edifício em *Revit*

O edifício tem 38 pisos elevados, representado na Figura 6.1, sendo constituído por um núcleo central de rigidez muito elevada, associado a uma estrutura porticada. Tal como o projeto apresentado no capítulo anterior, este é localizado em Maputo, Moçambique.

Os primeiros dez pisos são destinados a estacionamento, sendo os restantes designados para escritórios. Até ao 10º piso, o edifício tem uma planta quase quadrangular de $34 \times 34 \text{ m}^2$, sendo que os restantes pisos possuem uma forma sensivelmente circular. Em todos os pisos o núcleo de rigidez, formado pela caixa de elevador e de escadas, adota uma posição central, existindo também diversas paredes na periferia dos pisos.

6.2 DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA

Tal como referido anteriormente, a estrutura pode ser dividida em duas partes, sendo o 10º piso o elemento separador. Até ao referido piso a planta, representada na Figura 6.2, possui uma área de 1250 m^2 , tendo apenas paredes acopladas ou isoladas como elementos verticais, todas com uma altura de 4m. Nestes pisos inferiores foram utilizadas lajes fungiformes como principal elemento resistente às cargas verticais uniformemente distribuídas.

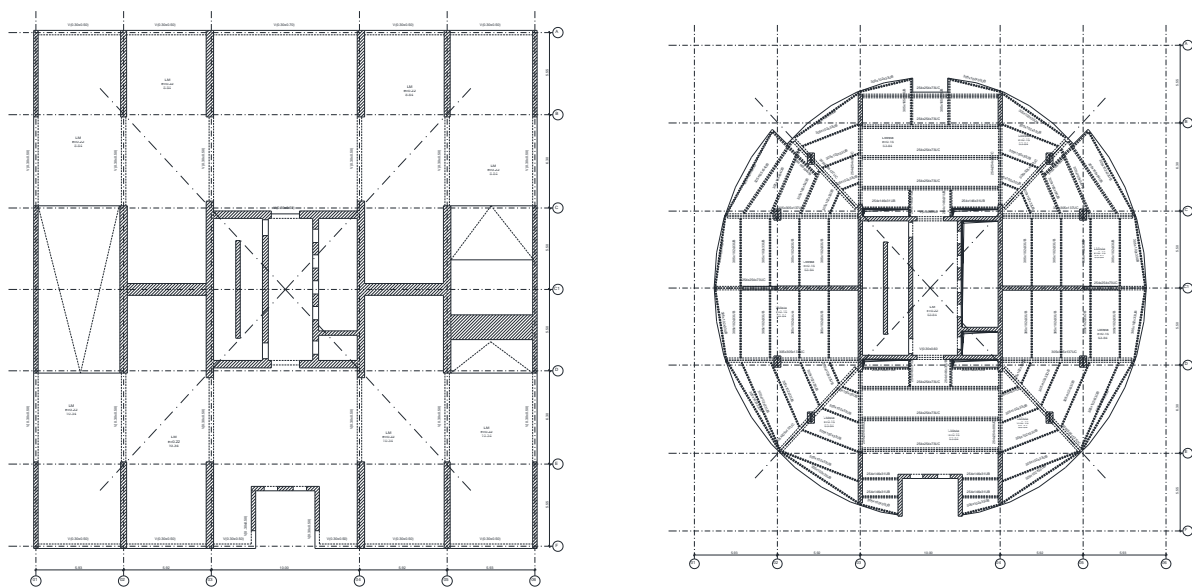


Figura 6.2 - Representação em planta dos pisos inferiores, à esquerda, e dos pisos superiores, à direita

Analisando os pisos superiores, a sua planta diminui consideravelmente sendo aproximadamente circular. Esta, representada na Figura 6.2, varia ao longo da altura, tendo um raio inicial de 30m, diminuindo até 25m. Estes pisos possuem, para além do núcleo central e de algumas paredes periféricas, oito pilares mistos de 4m de altura que asseguram a transmissão de cargas verticais. No entanto, como a forma do núcleo não se altera ao passar para estes pisos, pode-se concluir que ocupa uma grande parte de área destes pisos. Sendo que os quatro últimos pisos têm uma planta irregular diferente, como se pode observar na Figura 6.1, nem todos pilares existem até ao último piso. A tipologia de laje mista foi escolhida como elemento de piso para os pisos superiores.

O 10º piso tem uma configuração um pouco diferente dos restantes, sendo destinado a uma área técnica possuindo um pé direito de 5.80m. No centro do edifício está o único núcleo de rigidez, resultante da união entre duas caixas de elevadores. O betão utilizado pertence à classe de resistência B35/45 sendo o aço estrutural da categoria S355JO ou S275JO, dependendo do elemento estrutural.

À semelhança do capítulo anterior, a descrição mais detalhada do edifício será feita por subcapítulos, de modo a ser mais simples a análise do mesmo.

6.2.1 ELEMENTOS VERTICAIS

Para os pisos inferiores, a estrutura de suporte vertical é constituída pelo núcleo de rigidez e restantes paredes estruturais, tendo espessuras entre 0.30m e 0.45m, como se pode observar na Figura 6.3. Nos os pisos superiores, os elementos de piso são suportados pelos núcleos das caixas de escadas e por uma malha periférica de pilares mistos, representados na Figura 6.3.

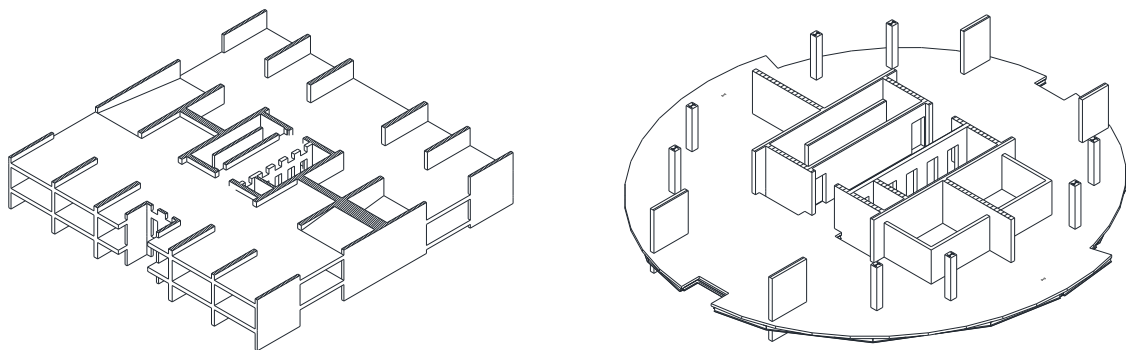


Figura 6.3 - Representação em perspetiva dos pisos inferiores, à esquerda, e dos pisos superiores, à direita

A tipologia adotada para os pilares permite obter uma maior resistência do mesmo, reduzindo a sua dimensão. Os pilares mistos combinam de vantagens dos dois materiais (Mirambell Arrizabalaga, 2013):

- O aço tem uma resistência elevada e ocupa uma menor área, conferindo uma maior liberdade arquitetónica para a organização de espaços. Também confere maior capacidade resistente ao betão devido ao confinamento;
- O betão disponibiliza a necessária resistência à ação do fogo, não assegurada pelo aço. Devido à presença do betão, o comprimento de encurvadura do pilar também diminui significativamente.

O dimensionamento dos pilares foi efetuado segundo as especificações do Eurocódigo 4. Sendo o núcleo o elemento vertical mais rígido dos mencionados, será o que resistirá à maior parte das solicitações verticais a que o edifício estiver sujeito. Em cada piso, adotou-se a mesma secção de betão para todos os pilares, estando as dimensões finais e os perfis metálicos escolhidos representados na Tabela 6.1.

A Figura 6.3 também apresenta a disposição de quatro paredes periféricas nos pisos superiores com espessura de 0.30m, cuja altura vai diminuindo nos pisos superiores.

Tabela 6.1- Solução de pilares adotada

Piso	Nr. Pilares	H (m)	Secção		Secção Metálica
			b(m)	h(m)	Perfil
10	8	7	0.5	0.8	UB 533 x 210 x 122
11	8	4	0.5	0.8	UB 533 x 210 x 122
12	8	4	0.5	0.8	UB 533 x 210 x 122
13	8	4	0.5	0.8	UB 533 x 210 x 122
14	8	4	0.5	0.8	UB 533 x 210 x 122
15	8	4	0.5	0.8	UB 533 x 210 x 101
16	8	4	0.5	0.8	UB 533 x 210 x 101
17	8	4	0.5	0.5	UC 305 x 305 x 198
18	8	4	0.5	0.5	UC 305 x 305 x 198
19	8	4	0.5	0.5	UC 305 x 305 x 198
20	8	4	0.5	0.5	UC 305 x 305 x 198
21	8	4	0.5	0.5	UC 305 x 305 x 198
22	8	4	0.5	0.5	UC 305 x 305 x 198
23	8	4	0.5	0.5	UC 305 x 305 x 137
24	8	4	0.5	0.5	UC 305 x 305 x 97
25	8	4	0.5	0.5	UC 305 x 305 x 97
26	8	4	0.5	0.5	UC 305 x 305 x 97
27	8	4	0.5	0.5	UC 305 x 305 x 97
28	8	4	0.5	0.5	UC 305 x 305 x 97
29	8	4	0.5	0.5	UC 305 x 305 x 97
30	8	4	0.5	0.5	UC 305 x 305 x 97
31	8	4	0.5	0.5	UC 305 x 305 x 97
32	8	4	0.5	0.5	UC 305 x 305 x 97
33	8	4	0.5	0.5	UC 305 x 305 x 97
34	8	4	0.5	0.5	UC 305 x 305 x 97
35	6	4	0.5	0.5	UC 305 x 305 x 97
36	4	4	0.5	0.5	UC 305 x 305 x 97
37	4	4	0.5	0.5	UC 305 x 305 x 97

6.2.2 ELEMENTOS DE PISO

Tal como os elementos verticais, os elementos de piso variam consoante se encontram no grupo dos pisos superiores ou no dos inferiores.

Nos pisos inferiores a estrutura adotada foi em betão armado, sendo constituída por lajes fungiformes de espessura 0.22m, sendo que em algumas zonas mais carregadas ou de maior vão poderá ter 0.30m.

Nos pisos superiores, optou-se pela tipologia de laje mista com cofragem perdida. A laje de betão com 0.15m apoia numa estrutura do tipo vigamento metálico, diminuindo assim as cargas verticais, sendo rentabilizado o processo construtivo e minimizando o tempo de construção. As vigas metálicas foram dimensionadas com perfis HEB300, sendo que o seu vão varia entre 9m e 5m, à medida que vai diminuindo o raio da planta circular do edifício.

6.2.3 NÚCLEOS DE RIGIDEZ

Dada a imposição arquitetónica do edifício de ser muito alto em comparação com a sua área de implantação, foi necessário recorrer a uma solução implicando uma superestrutura de tipo paredes

portantes em betão armado, formando assim o núcleo de rigidez, com a função de resistir às ações horizontais do vento e sismo.

A solução baseia-se num conjunto de paredes de espessura 0.30m, cuja disposição também teve condicionantes arquitetónicas, dando assim a rigidez necessária à estrutura, cuja planta está representada na Figura 6.4.

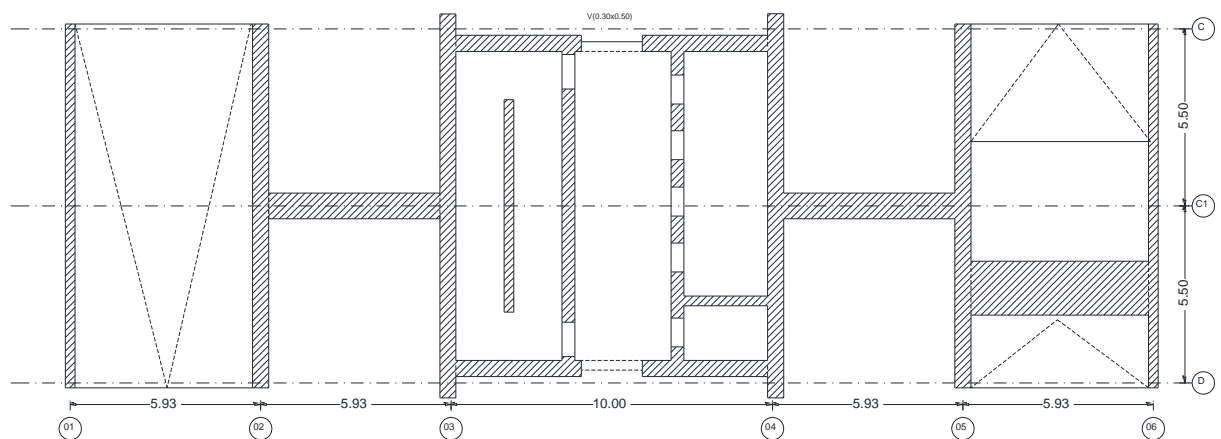


Figura 6.4 - Planta do núcleo de rigidez

6.2.4 CARGAS CONSIDERADAS

Em semelhança com o projeto anterior, a quantificação e combinação de ações foram efetuadas de acordo com o Regulamento de Segurança e Ações em Estruturas de Edifícios e Pontes (R.S.A). Foram também consideradas ações específicas devido a equipamentos em zonas técnicas. Consequentemente as cargas consideradas foram as seguintes:

- Peso Próprio (PP);
- Restantes Cargas Permanentes (RCP);
 - Acesso Auto e Estacionamento - 1.5 kN/m²;
 - Zonas de Escritórios e Serviços - 2.5 kN/m²;
 - Restaurante/ Zonas público - 2.5 kN/m²;
 - Escadas e acessos comuns - 2.0 kN/m²;
- Sobrecarga;
 - Acesso Auto e Estacionamento - 5 kN/m²;
 - Zonas de Escritórios e Serviços - 3 kN/m²;
 - Restaurante/ Zonas público - 4 kN/m²;
 - Escadas e acessos comuns - 3 kN/m².

Para a ação do vento foi considerado que a estrutura se insere na Zona B, com um coeficiente de rugosidade aerodinâmica do solo do Tipo II. Os coeficientes de pressão adotadas são os que constam no R.S.A para estruturas de forma cilíndrica.

Para a ação sísmica considerou-se que o edifício estaria localizado numa Zona D, de acordo com o R.S.A. O coeficiente de amortecimento foi o normalmente adotado para o betão, 2%, sendo que, dada a zona em que está inserido, tem um coeficiente de sismicidade de 0.3 e um solo do Tipo II. Os valores dos esforços obtidos foram divididos por um coeficiente de comportamento de 2 de modo a ter em conta o comportamento não linear da estrutura, sendo que foram considerados os valores da combinação quase permanente e o peso próprio da estrutura para a determinação da massa dos pisos.

6.3 ASPETOS PARTICULARES A CONSIDERAR

O edifício em análise tem alguns aspetos singulares que devem ser mencionados. O principal aspeto a apontar, já mencionado no início do presente capítulo, é a relação entre a altura e a área de implantação.

Sendo que tem uma área de implantação bastante reduzida quando comparada com a altura originada pelos 38 andares do edifício, um dos principais aspetos que, numa análise prévia, poderia ser crítico, seriam os efeitos de 2ª ordem. Tendo um planta aproximadamente circular e pequena, o efeito de pórtico originado pelas vigas metálicas e pelos pilares mistos não tem um papel relevante. Para minimizar este problema, foi então adotada a superestrutura de paredes, atuando como núcleo de rigidez muito forte na estrutura. Consequentemente, os fatores de amplificação obtidos para os efeitos de 2ª ordem não saem da normalidade, nomeadamente 1.2 para a direção X e 1.4 para a direção Y.

Para além de fornecer uma grande rigidez à flexão, o núcleo de rigidez ocupa também uma grande área em planta. Os principais fatores que determinam a distribuição das cargas verticais pelos elementos resistentes são a rigidez axial dos mesmos e a sua área de influência. Uma maior ocupação de espaço em planta, leva a um aumento da área de influência do núcleo de rigidez, diminuindo a área de influência dos pilares mistos e, consequentemente, aliviando a carga que descarrega nos mesmos.

Em termos de faseamento construtivo, o facto mencionado no parágrafo anterior é influente, dado que altera a tensão instalada nos pilares. O principal problema do faseamento construtivo coloca-se devido aos diferentes estados tensionais nos elementos, levando à deformação relativa entre o núcleo e os pilares dado que, normalmente, estes têm um estado tensional mais elevado devido à sua menor área, mas com áreas de influência semelhantes às do núcleo. Dado que no presente caso o elemento de maior rigidez tem uma área de influência grande, a tensão nos pilares surge aliviado, diminuindo a sua deformação e, consequentemente, a deformação relativa para o núcleo de rigidez.

Conclui-se assim que, apesar do elevado número de pisos do projeto em análise, o efeito do faseamento construtivo surge atenuado.

6.4 EFEITO DO FASEAMENTO CONSTRUTIVO

À semelhança dos capítulos anteriores, foi feita uma análise do efeito do faseamento construtivo na presente estrutura. Ao contrário do projeto anterior, não foi feita uma análise numa estrutura idealizada com o mesmo número de pisos, dado que a validade da proposta obtida para o caso de um pilar isolado foi apenas comprovada numa estrutura com 20 pisos. Surge assim como uma análise um pouco mais isolada do que a anterior.

Os parâmetros analisados foram os habituais, com a exceção dos momentos no núcleo que, não sendo excêntrico, não se considerou relevante a sua consideração.

Dado que o projeto se encontrava em fase de Estudo Prévio, o modelo existente em Robot apenas possui elementos de pios que descarregavam as cargas verticais para elementos verticais, não sendo possível registar os esforços instalados nos mesmos. Deste modo foi apenas registado o deslocamento relativo entre o núcleo e os diversos pilares, sendo os esforços nas vigas metálicas das lajes mistas analisados através de uma estrutura genérica simplificada, representada na Figura 6.5, com as mesmas características que os elementos de piso do projecto.

De modo a avaliar o efeito do faseamento construtivo foi aplicado o mesmo deslocamento diferencial registado entre o núcleo e o pilar ao ponto D, juntamente com as cargas verticais registadas nos pisos. Para além do efeito do deslocamento diferencial foi também analisada a diferença de se considerar uma ligação articulada ao núcleo ou encastrada, alterando o apoio considerado no ponto D. Este fenómeno é relevante, essencialmente devido à ligação normalmente realizada entre lajes mistas e um núcleo de betão armado.

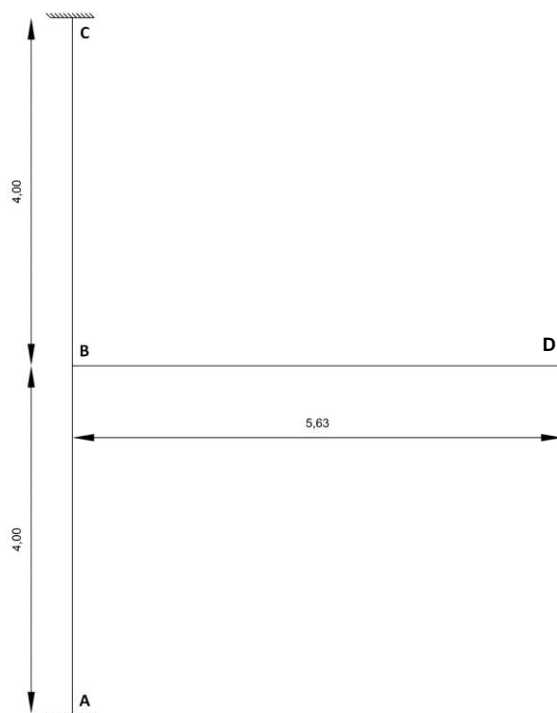


Figura 6.5 - Estrutura genérica com dimensões (m)

O facto de os pilares serem mistos também levou à adaptação do modelo do Robot. Sendo que o modelo já é complexo, tendo 38 pisos e diversas paredes modeladas com elementos finitos, optou-se por não desenhar uma secção mista para cada pilar. De modo a simular a secção mista, adotou-se uma secção equivalente através da relação entre as áreas de aço e betão e os seus módulos de elasticidade. Dada a disposição aproximadamente simétrica em planta da estrutura, foram apenas analisados os pilares assinalados na Figura 6.6, estando também a sua designação apontada.

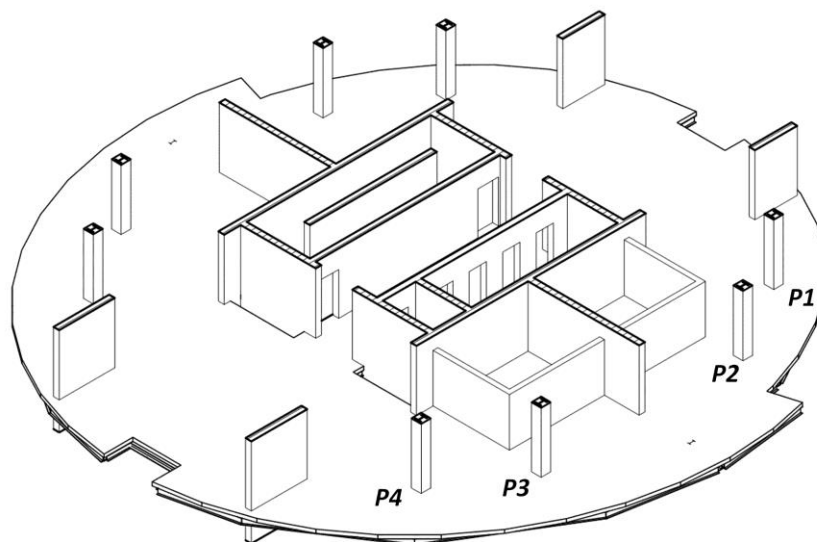


Figura 6.6 - Marcação dos pilares com resultados registados

Um dos aspetos relevantes a apontar neste caso particular é o processo de consideração do faseamento construtivo por parte do Robot Structural Analysis. Em primeiro lugar, é necessário mencionar que apenas foi feita a divisão por fases a partir do 10º piso, dado que nos pisos inferiores não existem pilares. De seguida, dado o tempo necessário para processar uma análise com faseamento construtivo, foram consideradas fases de construção de dois em dois pisos. Mesmo considerando estas simplificações, o modelo calculado demorou cerca de 27 horas a ser calculado, com alguns erros de instabilidade nos nós, sendo a acoplação de resultados muito confusa dado o número de combinações gerado pelo programa.

Consequentemente, decidi fazer-se as sub-estruturas que compõem o faseamento construtivo em modelos separados, resultando em quinze modelos, sendo a sobreposição de efeitos efetuada no programa Excel. É possível então constatar que a análise do faseamento construtivo para esta estrutura em particular mostrou-se bastante mais complexa e morosa do que a anterior.

6.4.1 RESULTADOS COM FASEAMENTO CONSTRUTIVO

Os resultados apresentados neste subcapítulo são referentes ao modelo corrido com a hipótese de faseamento construtivo, sendo depois comparados com os análogos ao carregamento global. Novamente, a única carga considerada no carregamento faseado foi a do peso próprio da estrutura, sendo as restantes cargas aplicadas de forma instantânea. Foi avaliado o efeito do faseamento para a combinação de estado limite último de majoração de ações verticais, ELU1, idêntica à do caso anterior.

Os gráficos apresentados na Figura 6.7 e na Figura 6.8 são referentes aos deslocamentos verticais absolutos dos diversos grupos de pilares, para cada piso. Apenas se analisou o deslocamento relativo num grupo de pilares, essencialmente devido à complexa e morosa acoplação de resultados já mencionada. De modo a fazer uma análise correta, seria necessário recolher dados do ponto de ligação de cada grupo de pilares ao núcleo, logo escolheu-se apenas um para fazer a análise, admitindo que nos outros grupos seria possível efetuar um procedimento análogo. Os deslocamentos absolutos são

apresentados para demonstrar que os pilares apresentam deformações semelhantes, suportando assim a opção tomada.

Tal como nos casos de análise anterior, verificam-se diferenças não desprezáveis de deslocamentos entre o carregamento global e o carregamento faseado. A sobrestimação de resultados nos pisos superiores é, neste projeto, ainda mais importante ter em conta, dada a diminuição do raio da planta à medida que se aproxima do topo do edifício. De realçar que os todos os grupos de pilares apenas existem entre o 10º e o 34º, sendo que há grupos que vão até ao 38º, não tendo sido estes últimos pisos analisados.

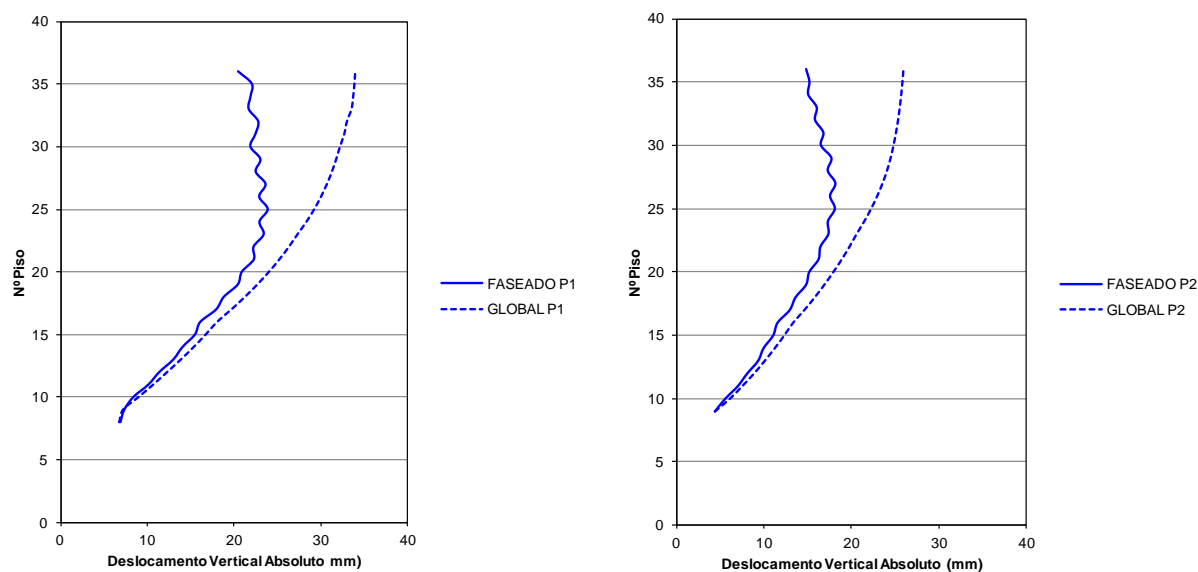


Figura 6.7 - Deslocamento vertical absoluto referente ao grupo de pilares P1 e P2

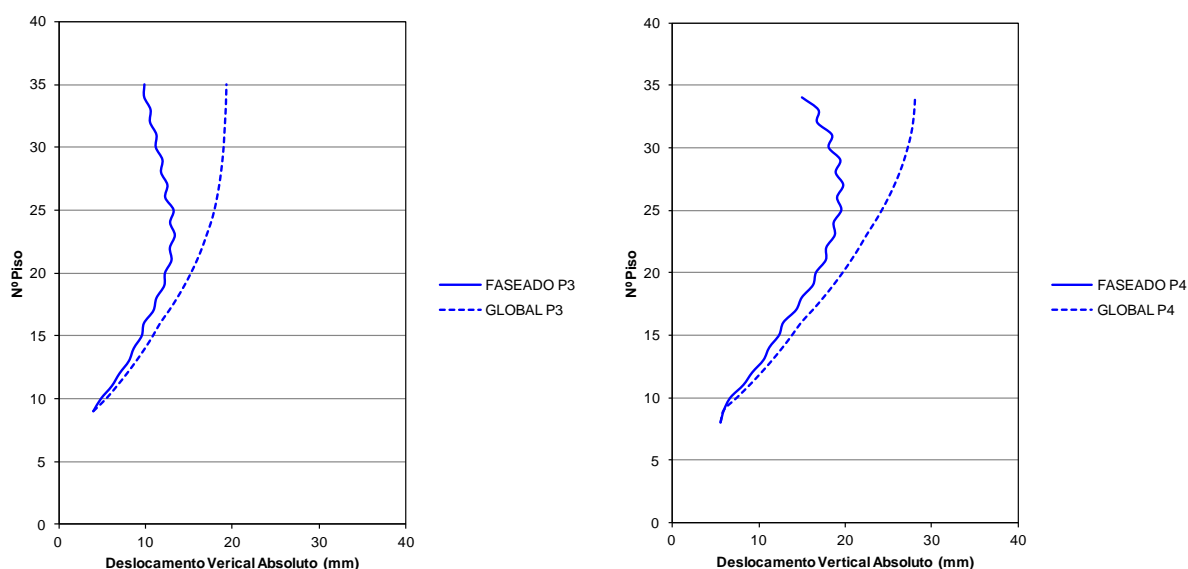


Figura 6.8 - Deslocamento vertical absoluto referente ao grupo de pilares P3 e P4

Na Figura 6.9 é então apresentado o deslocamento relativo entre o pilar escolhido e o seu ponto de ligação ao núcleo de rigidez. O comportamento parabólico do faseamento continua presente, naturalmente numa menor escala do que o deslocamento absoluto. Sendo que o grupo de pilares P4 só vai até ao 34º piso, é neste piso é onde se regista a maior diferença entre os dois casos, sendo que para o carregamento faseado verifica-se um deslocamento relativo de aproximadamente 8mm enquanto que no carregamento imediato o deslocamento relativo registado ronda os 14mm. No gráfico apresentado é possível verificar o efeito atenuante da grande área de influência do núcleo de rigidez. Sendo um edifício em que os pilares estão instalados em 30 pisos, os resultados obtidos para o deslocamento relativo encontram-se na mesma ordem de grandeza dos do projeto anterior, ou seja, na ordem dos 15mm. Remete-se ao leitor à Figura 5.8 do capítulo anterior.

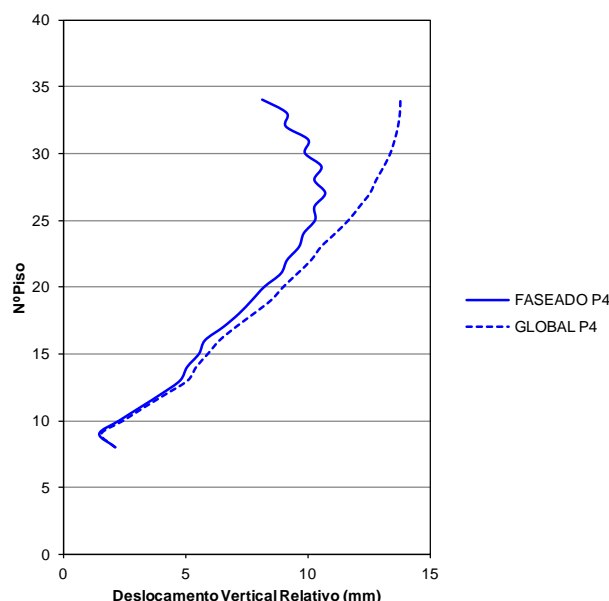


Figura 6.9 - Deslocamento relativo referente ao grupo de pilares P4

De modo a analisar os esforços nos elementos de piso recorreu-se então à estrutura genérica apresentada anteriormente. Tendo em conta as cargas mencionadas no subcapítulo 6.2.4 pode-se então considerar as seguintes ações atuantes:

- RCP - 2.5 kN/m²
- SOB - 3 kN/m²
- PP - 9 kN/m²

Tendo em conta a área em planta do piso e a posição de cada pilar assim como do núcleo, admitiu-se que, para o grupo de pilares P4, estaria relacionada uma área de influência de 15m². Relativamente ao peso próprio foi adotada a mesma percentagem do que nos casos idealizados, sendo depois o resultado confirmado pelo esforço axial registado nos pilares.

No piso em questão, a ligação entre o núcleo e os pilares é feita por uma viga de perfil metálico HEB300 de 5.6m, sendo que os pilares do piso acima e abaixo têm uma secção de betão equivalente de 50x50cm, com um comprimento de 4m. Para além das cargas referenciadas foi então imposto um deslocamento vertical no sentido ascendente no ponto D, de modo a simular o deslocamento relativo

entre o núcleo e os pilares. Para o carregamento global, o deslocamento imposto foi de 14mm e para o carregamento faseado foi de 8mm, tal como demonstram os resultados apresentados na Figura 6.9.

Dados as condicionantes mencionadas, os momentos instalados na viga, estando esta encastrada no núcleo, são os apresentados na Figura 6.10, resultantes do carregamento faseado e global, respetivamente.

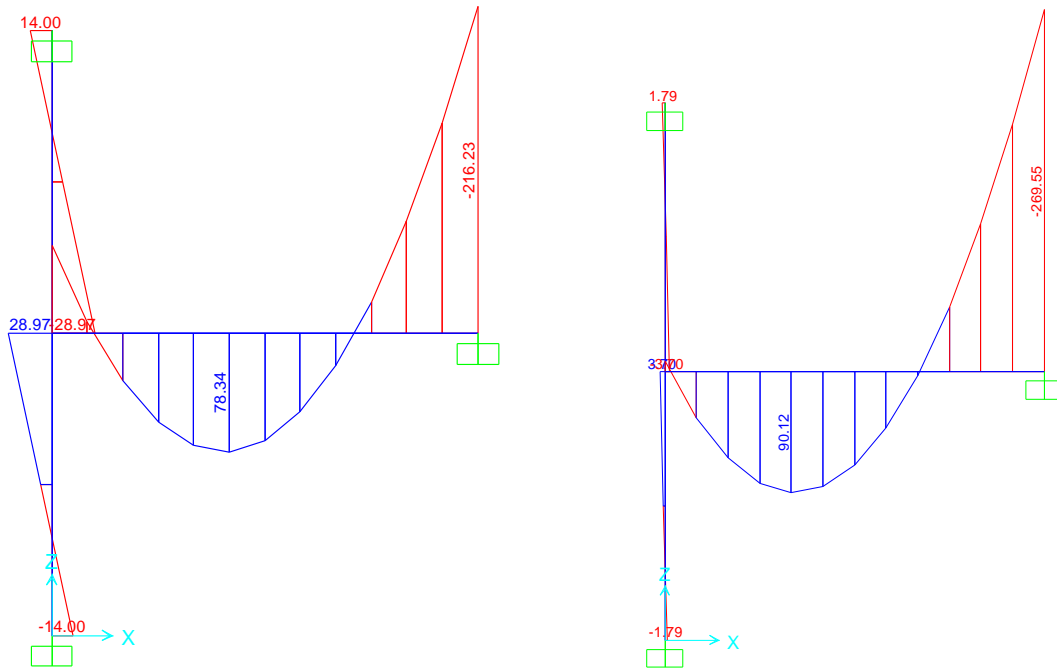


Figura 6.10 - Momentos instalados na viga metálica para o carregamento faseado, à esquerda, e para o carregamento global, à direita

A partir dos gráficos apresentados, retiram-se as mesmas conclusões do que nos casos anteriores, ou seja, verifica-se uma pequena variação de momentos positivos e uma grande variação de momentos nas extremidades das vigas, sendo estas típicas alterações provocadas por imposição de deslocamentos. Sendo que há uma sobrestimação de deslocamento no carregamento global, regista-se uma variação de 15% para os momentos positivos e uma variação de 30% para os momentos nas extremidades da viga, mais uma vez lembrando que se considerou que a viga estaria encastrada no núcleo.

A hipótese de a ligação entre o núcleo e a viga ser articulada também foi estudada, estando os resultados apresentados na Figura 6.11. A única alteração efetuada foi trocar o encastramento existente no ponto D para um apoio duplo, permitindo assim a rotação do nó. Todos os outros dados da estrutura se mantiveram iguais ao do caso anterior.

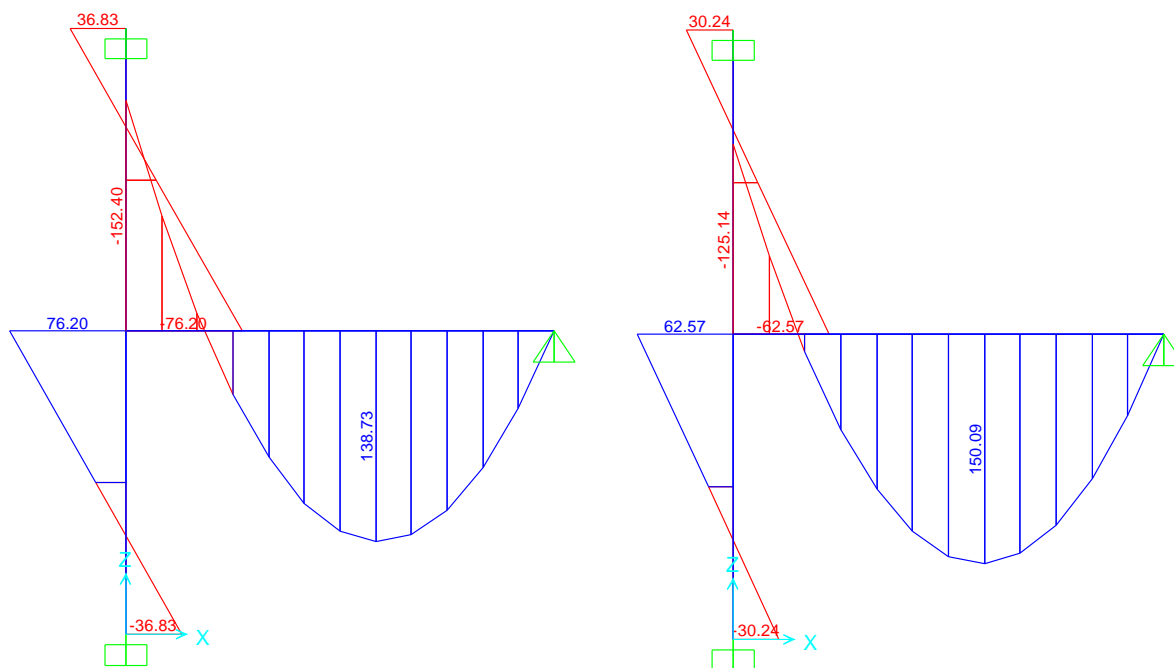


Figura 6.11 - Momentos instalados na viga metálica para o carregamento faseado, à esquerda, e para o carregamento global, à direita

Enquanto que no caso de se verificar uma ligação rígida entre viga e núcleo de rigidez, há uma sobrestimação geral de momentos, o mesmo não é possível afirmar quando a mesma ligação é articulada. Através dos gráficos apresentados, conclui-se que, ao não considerar o efeito do faseamento construtivo no dimensionamento do projeto, se sobrestima o momento positivo numa ordem de 7% mas há uma subestimação do momento na extremidade junto dos pilares de cerca de 15%, para o caso presente.

Este facto é muito importante pois alerta para uma situação de insegurança ao não fazer uma análise tendo em conta o faseamento construtivo. No caso de uma viga metálica, sendo a ligação aos pilares um dos pontos críticos em elementos deste tipo, esta pode não ter os elementos de conexão necessários.

Em semelhança com todos os outros casos, também foi analisada a variação de esforço axial registada nos pilares devido ao faseamento construtivo. Dado o menor vão das vigas metálicas nos pisos superiores e os maiores deslocamentos relativos registados, poder-se-iam verificar desvios significativos. Os resultados obtidos para os quatro grupos diferentes de pilares estão apresentados na Figura 6.12. Não foram expostos os resultados para os grupos P3 e P4, pois estes são análogos aos grupos P1 e P2, respetivamente.

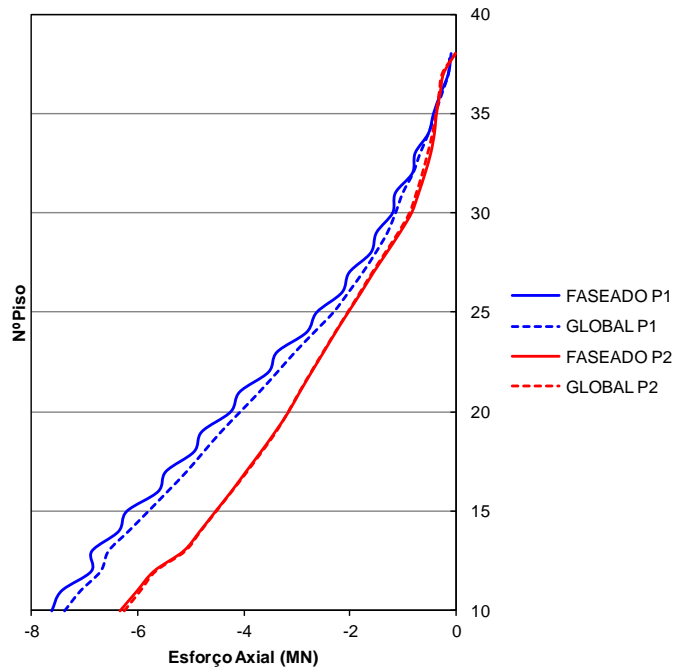


Figura 6.12 - Esforço axial instalado nos pilares

Pelas retas de esforços axiais obtidas, retiram-se as mesmas conclusões do que as dos outros casos - não há grandes diferenças entre o carregamento faseado e o global. No entanto, é importante apontar que, por pequena que a diferença seja e que tanto as ações como as resistências estão associadas a um fator de segurança, o carregamento global apresenta ações com valores mais pequenos que os reais, o que leva a uma análise em estado limite último que não considera o pior caso existente.

6.4.2 RESULTADOS COM A PROPOSTA

Neste subcapítulo é aferida validade da proposta apresentada para o caso semelhante ao do Cenário B, mas com 30 pisos. Foi considerada uma estrutura de 30 pisos pois abaixo do 10º piso não existe qualquer pilar, sendo os pisos inferiores constituídos por paredes e pelo núcleo de rigidez. Tendo estes elementos um baixo estado tensional, não se achou que a análise seria correta ao considerar o número efetivo de pisos - 38.

Consequentemente, tendo em conta a Tabela 3.6 apresentada no Capítulo 3, foi adotada uma rigidez axial de 1.5 para os pilares até ao 33º piso, sendo que os pisos acima deste possuem uma rigidez axial infinita. O núcleo de rigidez não foi afetado de qualquer fator de rigidez axial pelos mesmos motivos apresentados no capítulo anterior.

O objetivo seria aproximar os deslocamentos entre o carregamento global com a proposta e o faseado, podendo assim controlar também os esforços resultantes. Deste modo, os deslocamentos absolutos registados nos diferentes grupos de pilares são os apresentados na Figura 6.13 e na Figura 6.14.

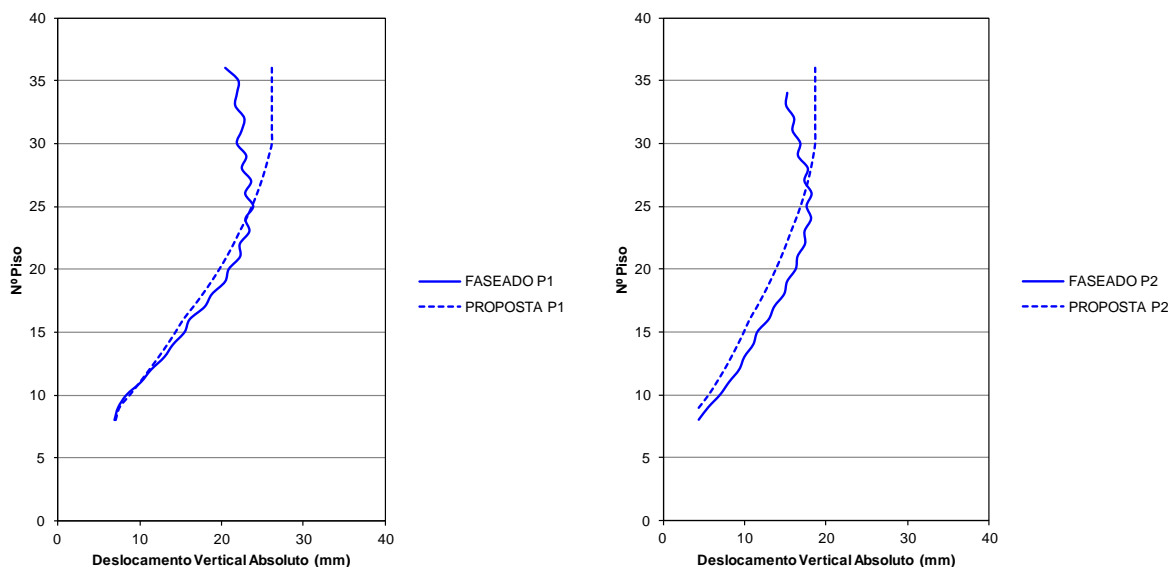


Figura 6.13 - Deslocamento vertical absoluto referente ao grupo de pilares P1 e P2, com afetação de rigidez.

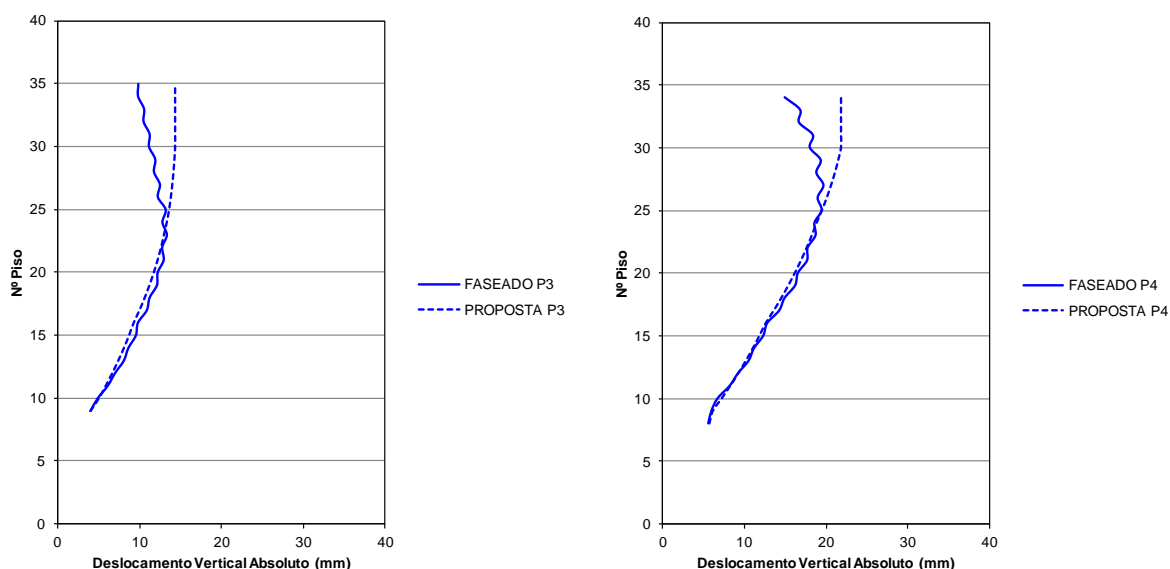


Figura 6.14 - Deslocamento vertical absoluto referente ao grupo de pilares P3 e P4, com afetação da rigidez.

Os resultados obtidos com a afetação de rigidez proposta para o caso de pilar isolado de 30 pisos obteve resultados dentro do previsível, o que confere validade a proposta apresentada. Em todos os gráficos de deslocamentos se verifica uma aproximação boa aos deslocamentos obtidos com o carregamento faseado, alterando apenas a rigidez axial dos pilares. Há uma aproximação quase exata nos pisos inferiores como previsto, sendo a quebra da reta realizada no piso de referência, neste caso, o 30º.

Relativamente ao deslocamento relativo entre os pilares do grupo P4 e o núcleo de rigidez, foram registados os valores apresentados na Figura 6.15. Apesar de se ter passado o deslocamento no último piso de 14mm para 8mm, observa-se que nos restantes pisos a aproximação não é muito boa. No

entanto, na Figura 6.14 verificou-se que a aproximação ao deslocamento absoluto do pilar era quase exata, sendo então o núcleo de rigidez o responsável pela aproximação deficiente.

Ao não afetar o núcleo com qualquer fator de rigidez, leva a que os deslocamentos experienciados pelo núcleo antes e após a afetação da rigidez dos pilares sejam praticamente os mesmos. Contudo, deve ter sido em conta que, como já foi referido, o núcleo de rigidez deste edifício ocupa uma grande área em planta, absorvendo assim mais carga axial que o normal. Este facto aumenta a tensão instalada neste elemento, sendo maior a diferença entre os deslocamentos do carregamento faseado e o do carregamento global.

Este obstáculo coloca-se devido à impossibilidade de, para o programa de cálculo automático utilizado, afetar a rigidez axial de um elemento finito sem afetar a sua rigidez à flexão também. Consequentemente, de modo a ser feita uma análise correta deste caso, dever-se-ia testar uma solução para simular o faseamento construtivo no núcleo de rigidez da estrutura, como a variação de temperatura por exemplo.

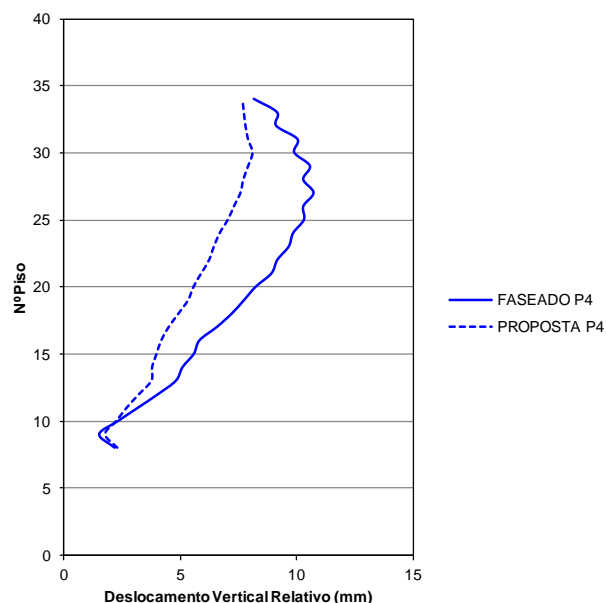


Figura 6.15 - Deslocamento relativo após afetação da rigidez dos pilares

Estando aproximado o deslocamento relativo no último piso, a estrutura genérica não poderia deixar de apresentar resultados mais próximos do carregamento faseado. Os casos dos pisos intermédios, onde se verifica uma subestimação, apresentariam resultados contrários à sobrestimação inicialmente registada, mas menos acentuada dado que nos pisos intermédios, as vigas metálicas que fazem a ligação entre o núcleo e os pilares tem maiores vãos, logo o deslocamento terá menor efeito nos momentos instalados.

Na Figura 6.16, está apresentada a comparação de esforços axiais entre o carregamento faseado e o carregamento global afetando a rigidez axial dos pilares. Como as diferenças para este parâmetro já eram mínimas para o caso onde não foi feita qualquer afetação, o expectável foi que o mesmo se passasse para o caso atual, aproximando ainda mais os esforços axiais. O facto relevante a apontar neste caso é o aumento do esforço axial dos pilar, conseguindo assim realizar uma análise em condições de segurança, colmatando assim a falha registada no caso em que não se toma qualquer atitude relativamente ao faseamento construtivo.

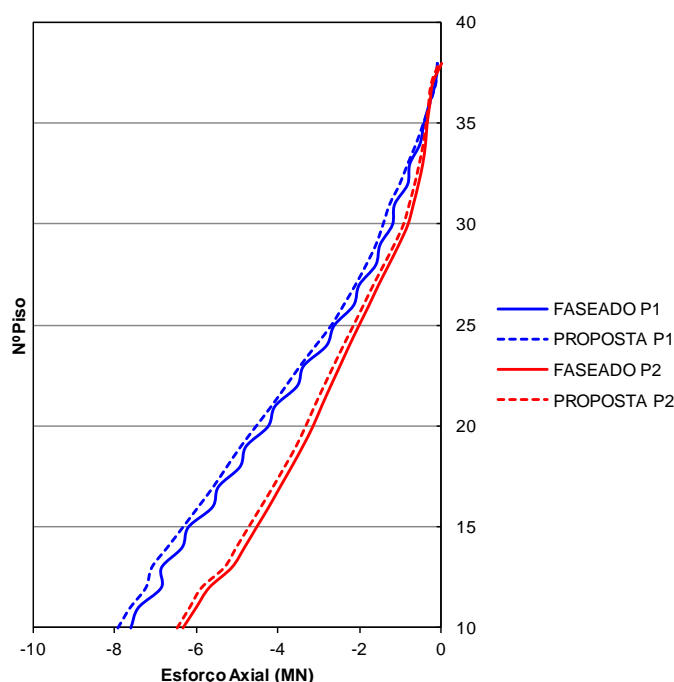


Figura 6.16 - Esforços axiais instalados nos pilares com afetação de rigidez axial

6.5 EFEITO DA FLUÊNCIA

Ao contrário do projeto analisado anteriormente, este edifício possui elementos de piso e verticais constituídos por materiais diferentes. Enquanto que no caso de estudo anterior verificar-se-ia uma resposta compensada em termos de fluência por parte da estrutura, o mesmo não se pode afirmar para o caso presente dado que o principal elemento estrutural de piso são as vigas metálicas e os pilares são mistos. Assim sendo, decidiu-se proceder a uma análise diferida, para perceber qual o efeito de fluência nos deslocamentos verticais dos diversos elementos verticais da estrutura.

De forma análoga à estrutura anterior calculou-se o coeficiente de fluência e de envelhecimento associado aos pilares de modo a obter o módulo de elasticidade efetivo do betão a tempo infinito. Deste modo, para um pilar de secção quadrada com 4m de altura e 60cm de largura, obteve-se um módulo de elasticidade de 12Gpa. O facto de o módulo de elasticidade não ser o mesmo obrigou ao cálculo de novas secções de betão armado equivalentes. É interessante constatar que, devido à fluência, se obtém uma secção superior para os 17º a 22º pisos do que para o 15º e 16º. Isto deve-se ao facto de que a secção mista real possui uma maior percentagem de aço, logo os pilares superiores não serão tão afetados pela fluência como os inferiores.

Após a modificação dos modelos, foi necessário proceder-se novamente ao cálculo dos quinze modelos anteriormente mencionados de modo a simular o faseamento construtivo, sendo que desta vez foi apenas comparado com um modelo global já afetado pela proposta apresentada, e sendo apenas avaliado o grupo de pilares P4.

Os resultados obtidos para o deslocamento absoluto afastam-se um pouco do anterior, como demonstra a Figura 6.17. Este afastamento pode ser explicado pela invulgaridade de secções nos pilares inferiores, devido à adaptação efetuada para simular uma secção mista. Não se verificando tão claramente um critério de tensão constante, os resultados da proposta não são tão aproximados como

se gostaria. Verifica-se, como seria esperado, um maior deslocamento absoluto devido à diminuição do módulo de elasticidade.

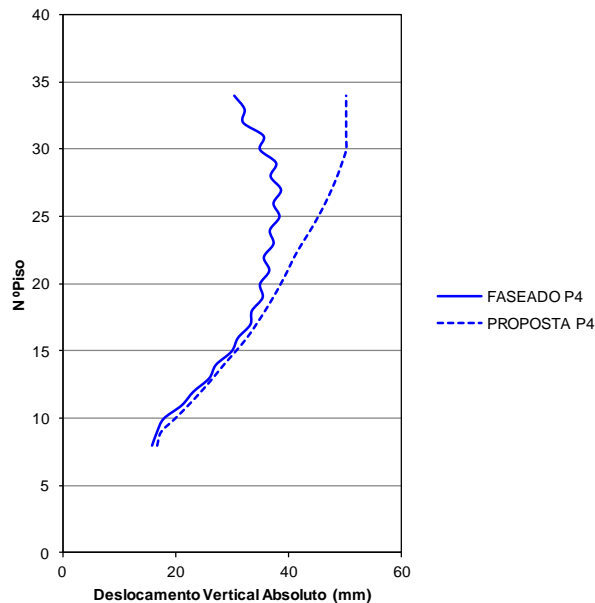


Figura 6.17 - Deslocamento vertical absoluto relativo ao grupo de pilares P4, considerando o efeito da fluência.

De apontar que, no caso em que não é tido em conta o efeito da fluência, os deslocamentos verticais absolutos inseriam-se numa escala até 40mm, registando diferenças na ordem dos 5mm entre o carregamento faseado e o carregamento afetado da proposta apresentada. Tendo em conta os efeitos diferidos, essa diferença para mais de 15mm, facto que enaltece a diferenças entre os dois tipos de carregamento, sendo ainda agravado neste caso específico dado que a estrutura metálica de piso não sofre estes efeitos.

Analisando o deslocamento relativo, apresentado na Figura 6.18 não se regista um comportamento muito uniforme, apesar da proposta não apresentar resultados muito longe do carregamento faseado. Os fatores que levam à complexidade do problema, são a ocupação de uma grande área em planta por parte do núcleo de rigidez e o efeito da fluência em pilares mistos, que leva à alteração do estado de tensão nos pilares e à impossibilidade de afetar a rigidez axial do núcleo.

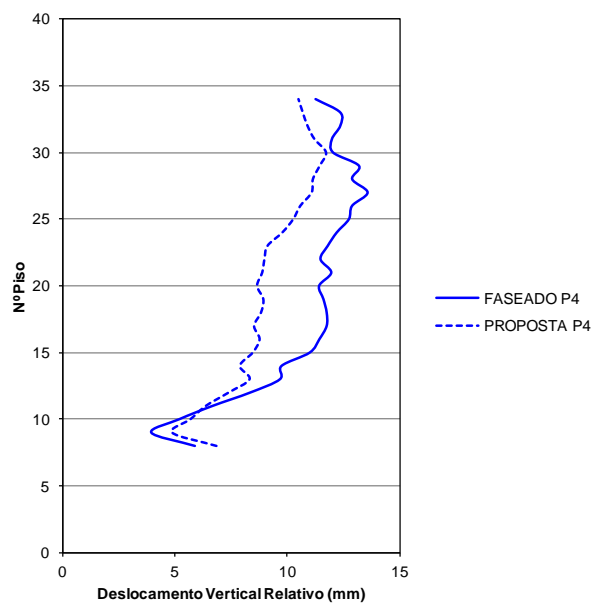


Figura 6.18 - Deslocamento relativo associado ao grupo de pilares P4, considerando o efeito da fluência

Concluiu-se assim que, analisando a estrutura a longo prazo, não se obtém resultados muito favoráveis em termos de deslocamento verticais, essencialmente devido à complexidade do problema dando clara importância ao facto de não se poder simular o faseamento construtivo no núcleo o que, neste caso em particular, tem consequências relevantes.

7

CONCLUSÃO**7.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS**

No decorrer do presente trabalho foram analisados vários aspetos de dimensionamento de edifícios altos, tendo sido dada particular ênfase ao efeito do faseamento construtivo nos esforços finais instalados nos elementos da estrutura assim como que influência tem um núcleo excêntrico no comportamento geral de um edifício. Dadas as diversas tipologias de sistemas de contraventamento existentes para este tipo de edifício, optou-se por analisar o caso de uma estrutura porticada associada a um núcleo de rigidez, normalmente adotada em estruturas com um número de pisos compreendidos entre quinze e quarenta unidades.

Inicialmente foi estudado o efeito da construção faseada nos deslocamentos absolutos de um pilar, assim como que influência teria a afetação da rigidez axial na aproximação dos resultados obtidos para o carregamento global ao carregamento faseado. Constatou-se que nos pisos inferiores a diferença entre os dois casos não era significativo mas que nos pisos superiores essa diferença não poderia ser desprezada.

Concluiu-se assim que a proposta mais razoável para simular o faseamento construtivo com um carregamento imediato seria baseada numa afetação bilinear na rigidez axial dos pilares, sendo os pisos inferiores afetados por uma fator que depende do número de pisos e, a partir do 5º piso a contar do topo, seria adotado um coeficiente de valor infinito de modo a impor uma quebra no gráfico referente ao carregamento imediato.

Foi de seguida aferida a validade da proposta desenvolvida para solucionar a diferença de deslocamentos num pilar isolado, tendo como base estruturas idealizadas. Após realizar análises exatas tendo em consideração o faseamento construtivo e correndo o modelo com a proposta, foram analisados os esforços finais instalados em diversos elementos da estrutura, concluindo que a proposta encontrada é válida. As principais diferenças nos esforços da estrutura encontravam-se nos momentos instalados nos elementos de piso, sendo que o esforço axial registado nos pilares não sofria grandes alterações. Outra importante ilação retirada foi que, se os pilares de um determinado edifício forem dimensionados para terem todos a mesma tensão instalada, o problema do faseamento construtivo, na perspetiva de esforços instalados nos elementos de piso, fica seriamente diminuído.

A única exceção encontrada foi para os momentos instalados no núcleo excêntrico, sendo que com a metodologia baseada na variação da temperatura também não se consegue obter resultados mais satisfatórios. Este fenómeno deve-se ao facto de, através de um carregamento imediato, não ser possível simular a evolução de rigidez estrutural existente numa construção faseada.

Após a análise do edifício de vinte e cinco pisos com núcleo excêntrico foi possível confirmar a validade da proposta de simulação do faseamento construtivo, dados os esforços obtidos nos elementos de piso e nos pilares. Concluiu-se também, após a análise dos efeitos de 2ª ordem, que o efeito de rotação no caso de existir um núcleo excêntrico não é muito relevante, sendo sempre os efeitos resultantes da translação do edifício mais condicionantes. Relativamente ao deslocamento horizontal experienciado pela estrutura devido às cargas verticais, aferiu-se que a contemplação do efeito $P\Delta$ para este caso não deve ser desprezado, especialmente a longo prazo, devido aos efeitos de fluência. Considerando este fenómeno reológico, a inclinação da estrutura originada pelas cargas verticais é da mesma ordem de grandeza da considerada para o efeito das imperfeições geométricas.

Através do estudo realizado sobre uma estrutura com trinta e oito pisos foi possível concluir que a proposta de afetação de rigidez axial mantém a sua validade. No entanto, constatou-se também que a consideração ou não do efeito do faseamento construtivo no núcleo de rigidez pode ser determinante para uma boa aproximação. No caso em análise o núcleo não só é muito rígido como também tem uma grande percentagem de área de ocupação em planta. Este facto leva a que tenha uma tensão instalada superior, aumentando as diferenças entre os dois tipos de carregamentos considerados. Este projeto também permitiu concluir que, ao contrário do anterior, por ter pilares mistos, a fluência interfere nos esforços instalados nos pisos, devido à diferença de rigidez dos materiais constituintes dos elementos verticais e horizontais.

Verificou-se assim que a proposta apresentada é válida, podendo ser aplicada em mais do que uma tipologia de edifícios, tendo em conta o sistema de núcleo associado a um pórtico, para edifícios entre quinze e quarenta pisos, intervalo no qual normalmente é adotado este sistema de contraventamento.

7.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Após ilações retiradas do decorrer do trabalho, foi possível constatar que há diversas possibilidades de progresso relativamente ao tema abordado. Consequentemente são apresentadas duas hipóteses passíveis de serem detalhadas em trabalhos futuros:

- Melhoria de simulação do efeito do núcleo excêntrico, relativamente aos deslocamentos horizontais experienciados pela estrutura devido ao carregamento vertical;
- Desenvolvimento de propostas simplificadas de simulação do faseamento construtivo para um número elevado de pisos, tendo em conta os diversos sistemas de contraventamento passíveis de ser utilizados.

Os dois caminhos nos quais é possível efetuar futuras investigações são análises de elevado relevo para o projeto de dimensionamento dos edifícios altos, sendo claramente o segundo uma hipótese que ainda não foi explorada e com muito trabalho por desenvolver.

Para além dos mencionados, um dos aspetos passível de ser desenvolvido é a validação da presente proposta com outros casos práticos que adotaram o sistema de núcleo associado a um sistema porticado.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Carneiro, F. (2008). *Análise de Estruturas - Contraventamento de Edifícios*.
- CTBUH. (1995). *Structural Systems for Tall Buildings*. McGraw Hill, Inc,
- Delgado, R., Silva, B., Borges, P. (2004). *Influência do Faseamento Construtivo nos Esforços das Estruturas de Edifícios*. p. 42.
- Fintel, M., Ghosh, S. K., Iyengar, H. (1987). *Column shortening in tall structures: prediction and compensation*. Portland Cement Association,
- Ghali, A., Favre, R., Elbadry, M. (2006). *Concrete Structures: Stresses and Deformations: Analysis and Design for Serviceability*. CRC Press,
- Kim, H. S., Shin, S. H. (2011). *Column Shortening Analysis with Lumped Construction Sequences*. Procedia Engineering. Vol. 14. n.º 0 p. 1791-1798.
- Mirambell Arrizabalaga, E. (2013). *Apuntes de la asignatura de estructuras mixtas y compuestas*.
- Pereira, R. (2011). *Edifícios altos - problemas associados e análise estrutural de caso prático*. ISEP.
- Taranath, B. S. (1988). *Structural Analysis and Design of Tall Buildings*. McGraw-Hill,
- Taranath, B. S. (2009). *Reinforced Concrete Design of Tall Buildings*. Taylor & Francis,
- Tavares, A. S. (2009). *Edifícios de Grande Altura - Aspectos particulares da sua análise e do seu comportamento*. Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.